

# コンクリート構造物の鉄筋腐食による 劣化の診断と補修に関する研究

2005 年 8 月

大阪市立大学大学院

工学研究科

さ さ き

佐々木

たかひこ

孝彦



# コンクリート構造物の鉄筋腐食による劣化の診断と補修に関する研究

## 目 次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景	
1.1.1 コンクリート構造物の鉄筋腐食による早期劣化問題発生経緯	1
1.1.2 日本国有鉄道における維持管理技術の変遷	2
1.1.3 塩害により劣化したコンクリート構造物の維持管理手法の現状	3
1.1.4 鉄筋腐食によるコンクリート構造物の劣化に関する研究の現状	5
1.1.5 塩分吸着剤とSSI工法	9
1.2 本研究の目的と方法	13
1.3 本論文の構成	15
参考文献	15
第2章 コンクリートの剥離・浮きの発生メカニズムとひび割れおよび剥離・浮き発生時の鉄筋腐食量	20
2.1 はじめに	20
2.2 剥離・浮きの発生状況	20
2.2.1 調査方法	20
2.2.2 調査結果	20
2.3 剥離・浮きの発生腐食量の推定	22
2.3.1 実験方法	22
2.3.2 ひび割れ発生腐食量	27
2.3.3 ひび割れ発生腐食量の検証	31
2.3.4 剥離・浮きが発生する腐食量	31
2.4 まとめ	32
参考文献	33
第3章 鉄筋の現状腐食量の測定と腐食速度の推定	34
3.1 はじめに	34
3.2 現状腐食量の測定方法	34
3.3 自然電位を用いる鉄筋腐食度推定法の検討	35
3.3.1 自然電位法について	35
3.3.2 自然電位の変動と補正	38
3.3.3 大型供試体による鉄筋腐食の判定実験	40
3.3.4 自然電位補正法の実構造物への適用	42
3.4 鉄筋腐食速度推定法の検討	45



3.4.1	鉄筋腐食速度に及ぼす劣化因子の測定	45
3.4.2	実構造物から採取したデータの統計的解析	47
3.4.3	腐食速度推定式の構築	48
3.4.4	推定式の検証	52
3.5	まとめ	54
	参考文献	54
第4章	断面修復材の接着性状と施工方法	56
4.1	はじめに	56
4.2	断面修復材の接着性状に関する従来知見	56
4.3	はつり方法の違いが接着性状に与える影響	57
4.4	補修材のドライアウトに関する検討	58
4.5	接着界面および断面修復材の空隙に関する検討	60
4.6	まとめ	60
	参考文献	60
第5章	塩分吸着剤を用いた補修による防錆効果	61
5.1	はじめに	61
5.2	塩分吸着剤を添加した防錆型補修剤の防錆効果	61
5.2.1	ペーストタイプの防錆効果	61
5.2.2	モルタルタイプの防錆効果	62
5.2.3	実構造物への適用例と追跡調査	67
5.2.4	鉄筋位置の塩化物イオン量を考慮した防錆材使用区分	69
5.3	鉄筋に塩化物ネストが生成したRC部材の補修効果	70
5.3.1	塩害により劣化した実構造物の調査	70
5.3.2	各防錆材の防錆効果	72
5.3.3	暴露試験の概要	74
5.3.4	暴露試験による防錆効果の検証	75
5.4	まとめ	81
	参考文献	82
第6章	結論	83
	本論文に関する著者の発表論文	85
	謝辞	86



## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

#### 1.1.1 コンクリート構造物の鉄筋腐食による早期劣化問題発生経緯

鉄筋コンクリート (RC)<sup>1,2)</sup>は、圧縮側の力をコンクリートが、引張側の力を鉄筋が受け持つことを期待した複合材料であり、

- ① 構造材料として十分な耐荷性能を有していること
- ② 一般に塗装等を行わなくとも長期の耐久性能を有すること
- ③ 原材料の入手が容易で経済的であること
- ④ 任意の形状の成型体を得ることができること

等から、鉄道、道路、住宅といった社会資本の整備に広く用いられてきた。戦後の復興期から高度経済成長期を経て現在に至るまでの50数年間の蓄積量は、およそ85億 $\text{m}^3$ にも上ると推定されている<sup>3)</sup>。

本来、コンクリートは、適切に材料の選定、配合設計および施工を行えば、高い耐久性能を有するものである。そのようなコンクリートを用いて建設されたコンクリート構造物もやはり高い耐久性を期待できる。このため、コンクリート構造物は永くに渡ってメンテナンスフリーであり、建設後は半永久的にその機能を保持し得ると考えられてきた<sup>3)</sup>。

鉄道分野における最初のRC橋梁は山陰線島田川暗きょ<sup>4)</sup> (スパン1.86mのアーチ橋)で、1904年に建設された。建設後80年を経過した時点に、この構造物を調べた結果、コンクリートの行き渡りが不十分な箇所の一部に鉄筋腐食が認められるが、全般的には健全であり、十分な使用性能を保持している報告された<sup>5)</sup>。この事実は、コンクリートは、きちんと作れば、十分に高耐久なものであることを示している。

コンクリートは極めて有用な構造部材であり、高度経済成長期には、社会資本の整備・拡充の名のもと、年間の建設量は飛躍的に増大するとともにより広範な種々の環境で幅広く建設された。しかしながら、1980年以降、特に日本海沿岸の道路橋で、経年が10～15年という比較的浅い、すなわち1965～1975年に建設された橋梁に異常なひび割れが生じる等の劣化現象が散見されるようになった<sup>6)</sup>。

これを契機として、建設省は1982年に海岸線から500m以内に建設された国道上にある支間15m以上の橋について損傷状況を把握するための実態調査<sup>7)</sup>を実施し、内陸部におけるコンクリート橋には塩害が直接の原因と考えられる損傷はないが、海岸付近の橋梁に生じている損傷は、海からの波飛沫、飛来塩分の影響によると結論づけた。

日本国有鉄道においても、RC造およびPC造の桁、橋脚、護岸などの構造物について損傷実態把握調査<sup>8)</sup>が行われ、RC桁には存置場所によっては多くのひびわれが発生し、さび汁も見られ、かぶりの少ないところでは鉄筋の膨張によって表面のコンクリートがスターラップに沿って剥離しているものがあること、PC桁でも海岸から500m程度以内では、海岸に近いほど鋼材関係の変状が多いことが明らかにされた。

これらの比較的早期に現れた劣化現象については、海からの潮風や波しぶきに含まれ



る塩分がコンクリート中へ浸透したり、建設当初から既にコンクリート中にある程度以上の塩分が混入し、鋼材が腐食して生成した錆の膨張圧によってコンクリートにひび割れや浮きが生じたと考えられた。このメカニズムによる劣化は「塩害」と呼ばれて中性化による鉄筋腐食とは区分された<sup>9,10,11)</sup>。また、「塩害」による鉄筋腐食が著しい場合には、錆の生成によるひび割れの発生と鉄筋とコンクリートの付着が切れて一体として挙動しなくなることもおよび断面減少が生じ、部材の耐荷力の低下を招くことから、安全性能の確保において重要な問題であると理解された<sup>12)</sup>。このとき、同時にアルカリ骨材反応による劣化も明らかにされている。

さらに、1980年以降、「塩害」と「アルカリ骨材反応」を総称して「早期劣化<sup>13)</sup>」という言葉が用いられるようになった。早期劣化は、1983年にNHKでセンセーショナルに取り上げられたのを契機にしてコンクリートの耐久性に対して大きな疑問が生まれ社会問題化したのと相呼応し、1985～1988年に建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」が実施された。

この総合技術開発プロジェクトでは、新設構造物に対する抑止対策と既設構造物の診断方法と補修方法の確立が目的とされた。まず、新設にあたっては、コンクリート中の塩化物規制値<sup>13)</sup>は、RC部材およびポストテンション方式のPC部材で $0.6\text{kg/m}^3$  (Cl-換算)、プレテンション方式のPC部材とシース内のグラウトでは $0.3\text{kg/m}^3$  (Cl-換算)として特に問題がないことが確認された。また、既設構造物の診断<sup>14)</sup>においては、かぶりの非破壊測定法と腐食診断法として「自然電位測定によるコンクリート中の鋼材の腐食診断方法(案)」が提案された。補修・補強<sup>15)</sup>においては、従来より中性化による鉄筋腐食に広く用いられてきた表面被覆工法は塩害に対しては必ずしも有効でないことが明らかにされた。さらに、欧米で既に顕在化していた塩害すなわち凍結防止のために散布される塩化物に起因する鋼材腐食に対して最終的な防錆方法であると考えられた電気防食が着目され、耐久性改善技術として「塩害防止のためのコンクリート構造物の鋼材の電気防食要領(案)」が提案された。

また、早期劣化現象が生じた理由<sup>12)</sup>として、許容量を超える塩化物を含む海砂や混和剤、過剰の水の不法添加によるコンクリート組織の多孔質化、締め固め不良による空洞の存在や、鉄筋のかぶり不足などの施工に関する劣化要因が挙げられている。

### 1.1.2 日本国有鉄道における維持管理技術の変遷

ここで、1985年始めまでの、日本国有鉄道における土木構造物の維持管理の変遷について見てみる<sup>16)</sup>。

1945年8月、戦争が終わり、国土の復興にあたり他産業、輸送機関の破滅的状況の中で国鉄の使命は重要であったが、土木建造物は直接の戦災のほか、老朽劣化が進行しており、国土全体の荒廃もあって大小の災害が続発していた。この時点までは、土木建造物の保守に関しては、永久耐力があるという概念があり、災害時等による破損等、誰が見ても必要と思われるもの以外に対して「取り替え」という考え方に乏しかった。当然、検査等に関する諸規定も整備されていなかったのも、東北本線野内川で洗掘により列車が河中に転落する等の多発する重大事故を解消するため、荒廃した土木構造物を、A:



現に運転を支障しているもの、B：放置すると支障するおそれのあるもの、C：その他のもの、に区別するとともに、建造物保守心得（案）や建造物の検査および措置要領（別冊）を作成、数回にわたる実態調査により、建造物の図面や保守台帳を整備した結果、荒廃状況が明確になって防災計画、修繕計画の策定が可能となった。

しかし、1964年には、橋梁、トンネル等の主要な土木建造物で償却上の耐用年数を超えているものが30～50%にも達していたこと、電化によるスピードアップ、複線化、複々線化による列車本数の増加等により建造物が受ける破壊エネルギーが増大し、橋桁の亀裂や折損が発生しやすくなったことにより、業務量と保守にかかわって必要な費用は増加の一途であった。しかし、輸送力増強のために、東京・新大阪間の新幹線開業（1964年）を皮切りに山陽新幹線岡山開業（1972年）、博多開業（1975年）高速鉄道網の整備が進められたこと、土木構造物の修繕については元来、不要不急という概念が一般的であったこと、加えて財政悪化により、修繕費の割り当ての圧縮に対して優先順位をつけて取替・補修を行う必要が生じた。このことを契機に修繕費確保のための科学的な検査の実施と資料の整備が必要となった。そこで、検査基準規程および検査標準を制定して、検査の方法、項目、周期等を定めるとともに、1974年に、建造物の検査から変状原因の追求、健全度の判定、措置までの建造物の保守の流れを体系立て整理した「土木建造物の取り替えの考え方」<sup>17)</sup>（俗称、取替標準）が制定された。本標準の制定によって検査や判定の方法が明確になるとともに判定区分の考え方も明らかにされて、修繕や取り替えの判断基準が示された。

これ以降、誰が見ても危ないというような極端に荒廃した建造物は確実に減少していった。しかし、塩害による鉄筋腐食あるいはアルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化という問題が出現してきた。この取替標準制定以降に新たに判明した劣化現象に対応することと、2年を超えない範囲で実施される目視を主体とした検査においてA判定となる構造物を確実にピックアップするための判例提示を目的として、1987年3月に「建造物保守管理の標準」<sup>18)</sup>が示された。この標準では、措置すべきひび割れとして開き幅0.2mm、浮き・剥離としては30cm四方の面積を目安とすることが示されている。また、構造物の安全性能として「公衆安全」という言葉が使われている。

### 1.1.3 塩害により劣化したコンクリート構造物の維持管理手法の現状

塩害やアルカリ骨材反応という早期劣化が生じたコンクリート構造物の補修には多額の費用が必要とされた。コンクリート構造物は社会的には供用中に補修補強を行わなくとも予定する期間は供用可能であると考えられてきたが、極端なものは建設後わずか10年で大規模な補修を必要とするまでに劣化することもあり、メンテナンスフリーと考えることは実態とは合わないことが理解されるようになった。さらに、構造物を管理する多くの事業主体においては、ある一時期に補修・補強が集中することは設備投資上も好ましくなく、投資をできる限り平準化するために計画的かつ合理的に対策を講じるための手法を考える必要があった。

本来、構造物は、供用期間中は予め設定された要求性能を満たしていることが必要であり、この観点から耐久的であることが要求される。早期劣化が生じたコンクリートの



対策の検討と相呼応して、まず 1986 年にコンクリート標準示方書の「施工編」付録<sup>20)</sup>に、コンクリート構造物はメンテナンスフリーなものではなく検査によって機能を確認しつつ供用すべきものであることを記述した「維持管理」に関する章が設けられている。その後、例えば 1992 年に土木学会コンクリート委員会示方書改訂委員会に維持管理部会が組織されるなどをはじめ多くの場で耐久性について活発な議論が展開され<sup>21,22,23)</sup>、その成果は、1995 年に刊行された「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」<sup>19)</sup>としてまとめられた。この特徴は、要求性能を設定することと性能の劣化を予測するという考えの導入にある。これまでは、維持管理と言えばその中身は現状の把握に基づきどのような対策方法を講ずるかであった。このような対処療法的な維持管理では、安全かつ計画的な補修は行えない。劣化して性能が低下するのであれば、時間を考慮した性能低下曲線が描けるはずである。これが判れば、供用終了まで最小コストで保持する対策が実施できることになる。このためには、劣化予測が重要であるとした。劣化予測の手法としては、グレーディングと呼ばれる方法が提案されている<sup>24)</sup>。グレーディングにおいては、劣化メカニズムに基づき劣化の進行を表現する指標と外観の目視などにより得られる劣化度という定性的なデータが関連付けられており、これにより寿命に至るまでの間での現在の状況と今後の進行性が把握できる。

維持管理というこれまでにない新しい概念を構造物を管理する実務者に対して十分周知するためには、指針のみでは不足で、マニュアルや事例の整備が必要と考えられた。しかし、維持管理手法の考え方を実際に行ううえで必要なデータの収集方法、コンクリートの耐久性について得られたデータの整理・評価手法あるいは補修・補強方法等が十分に整備されていなかったため、これを目的として、調査が実施された。その成果として、土木学会コンクリート標準示方書維持管理編<sup>60)</sup>が 2001 年に発刊され、2003 年に維持管理マニュアル<sup>61)</sup>が示された。

この間、2000 年に JR においてコンクリートの剥落事故<sup>59)</sup>が発生した。この事故は、コンクリートの維持管理の重要性を再認識させる結果となったことは言うまでもないが、もう少し詳細には、要求性能として再確認という大きな意味が含まれていると考えられる。事故以前においては、構造物に対して設定される種々の要求性能のうち、破壊に対する安全性が、まずはクリアされるべきものと考えられてきた。これは、早期劣化が社会問題化した時点で実施された、鉄筋腐食がコンクリート部材の耐荷性能に及ぼす影響についての検討結果に強く影響を受けている。例えば、図 1-1 に示すように、鉄筋の降伏強度の低下は腐食量が 5% に達しても 10% 以下である。この腐食量は、構造物の表面に補修が必要とされる開き幅 0.2mm 以上のひび割れが発生した段階の腐食量やさらに劣化が進展した段階

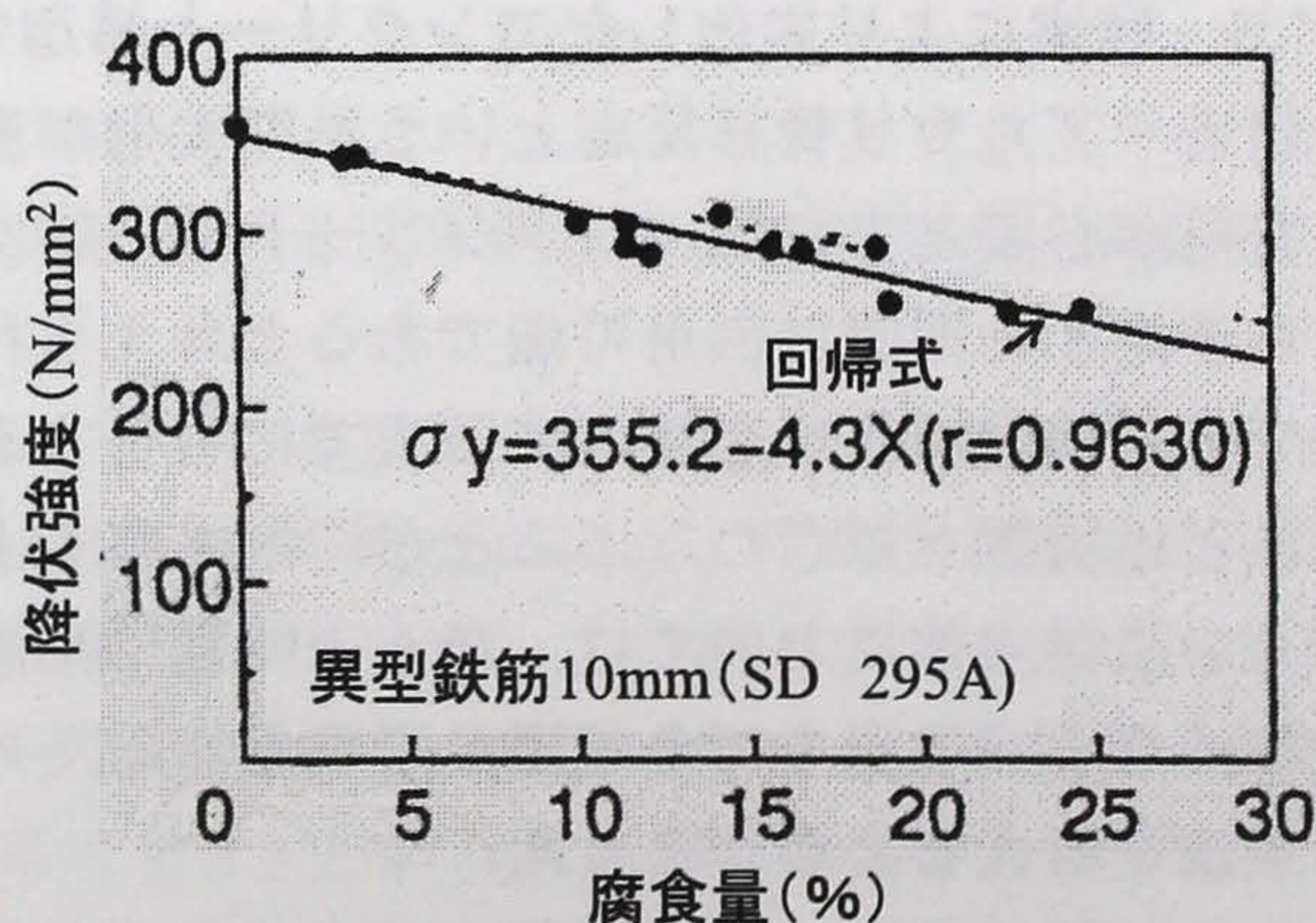


図 1-1 鉄筋の腐食量と降伏強度<sup>57)</sup>



である面積  $30\text{cm}^2$  以上の浮き発生時の腐食量に比べても大きいことが判った。以上の知見は、鉄筋腐食により劣化し、かぶりの剥離・剥落が生じた時点でも構造物の安全性は未だ確保していることを示すものであった。しかし、コンクリートの剥離剥落事故により、ひび割れや浮きが生じた時点で安全性に対する対策が必要となる場合があることが示された。

とはいえ、コンクリートの剥離・剥落すなわち第三者影響度に対しては、現状の評価はきわめて安全側で、これによる予測結果は、実際とは乖離しているケースが多々見受けられ、実用にはなお定量的な基準を確立する必要があると考えられる。

#### 1.1.4 鉄筋腐食によるコンクリート構造物の劣化に関する研究の現状

ここで、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の腐食について、コンクリートの剥離・剥落事故に鑑み、これに対する維持管理を考える上で直接的に関連すると考えられる下記の5項目について研究の現状をまとめる。

- (1) 鉄筋腐食によるひび割れのパターンと解析
- (2) 鉄筋腐食によるひび割れ発生腐食量とさびの体積膨張率
- (3) 調査時点の腐食の程度の把握手法
- (4) 鉄筋腐食速度の推定方法
- (5) 鉄筋腐食により劣化したコンクリート部材の補修方法

##### (1)について

鉄筋腐食によるひび割れのパターンについて、Brown<sup>35)</sup> は、(A) 鉄筋からコンクリート表面に向かう1本のひび割れ(縦ひび割れ)、(B) 鉄筋からコンクリート表面に向かってある角度で向かう2本のひび割れ、このひび割れが進行すると、コンクリートの剥離が起こる(剥離ひびわれ)、(C) 鉄筋と鉄筋を結ぶ方向に進展するひび割れ、の3種をあげている。堤ら<sup>36)</sup> は、弾性論に基づく解析および電食実験、静的破砕剤を用いた実験により、かぶり厚さを  $C$ 、鉄筋径を  $\phi$  とし、 $D=2\times C+\phi$  とした場合、 $D/\phi$  が 1.5 以上 3.0 以下のとき、Brown が示すパターン (B) のひび割れにより剥離が起こり、 $D/\phi$  が 3.0 以上のとき、パターン (A) の鉄筋軸に沿ったひび割れが発生するとしている。また、剥離を起こす2本のひび割れの角度は、 $60\sim 80$  度であるとしている。上田ら<sup>31)</sup> は、非線形有限要素解析により、鉄筋位置およびかぶり厚さを変えた場合の鉄筋腐食によるひび割れの発生状況を解析し、かぶりが薄いほうが、より小さい膨張圧でひび割れが貫通することを示している。また、大津ら<sup>34)</sup> の境界要素法による解析によっても、かぶりが薄いとき(10mm)は、剥離ひび割れが発生し、かぶりが30mmのときは縦ひび割れのみが発生し、かぶりが厚いとき(150mm)は縦ひび割れおよび斜めひび割れが発生する。このように、かぶりの厚さによって、発生するひび割れのパターンは異なると考えられている。

鉄筋腐食によるひび割れ発生解析方法について、須田ら<sup>25)</sup> は、鉄筋腐食の膨張圧による鉄筋に沿ったひび割れを対象とし、鉄筋腐食によるひび割れの発生を、膨張圧を内圧とした厚肉円筒モデルを用いて解析している。また、堤ら<sup>26,27)</sup> は、かぶりが厚い場



合は、鉄筋に沿ったひび割れは薄肉円筒モデルで表すことができるが、かぶりが薄い場合は、コンクリートが剥離する現象が生じ、薄肉円筒モデルで表すことができず、応力集中問題として弾性論から導くべきであるとしている。横関ら<sup>28)</sup>は、鉄筋腐食によるひび割れの発生を、ひび割れモデルを用いた2次元平面ひずみ問題として弾塑性有限要素法を用いた解析を報告している。要素分割は、鉄筋を中心とした放射線状としている。この解析では、腐食生成物(錆)の弾性係数を250MPa、ポアソン比を0.3と仮定し、さらに腐食速度およびクリープを考慮する必要があるとしている。角本ら<sup>29)</sup>、上田ら<sup>30,31)</sup>、友澤ら<sup>32)</sup>、山田ら<sup>33)</sup>も、有限要素法により、鉄筋腐食によるひび割れの発生の解析結果を報告している。また、大津ら<sup>34)</sup>は、破壊力学に基づいた境界要素法による解析について報告している。境界要素法による解析では、鉄筋に沿ったひび割れとコンクリートが剥離するひび割れの両方を取り扱えるとしている。

#### (2)について

ひび割れ発生時の鉄筋の限界腐食量について、須田ら<sup>25)</sup>は、かぶり厚さ40mm、鉄筋径20mmの鉄筋コンクリートについて有限要素法による解析を行い、ひび割れが発生する限界の鉄筋腐食量は、クリープを考慮しない場合で $2.6\text{mg}/\text{cm}^2$ 、クリープ係数を2.0としたときで $7.2\text{mg}/\text{cm}^2$ であったとしている。また、森川ら<sup>38)</sup>、武若ら<sup>39)</sup>が、電食によってひび割れ発生時の限界腐食量を求めた実験によると、かぶり厚さ30~70mm、鉄筋径13~20mmの場合において、限界腐食量は $2\sim 10\text{mg}/\text{cm}^2$ 程度であるとしている。角本ら<sup>29)</sup>は、ひび割れ発生時の膨張圧は $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ であり、膨張率は2.0~2.2程度であることを有限要素法による解析により求めている。また、縦ひび割れ発生時の鉄筋腐食量は $2\sim 7\text{mg}/\text{cm}^2$ であり、かぶりが厚くなると、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量は多くなることを示している。鉄筋腐食とひび割れの関係すなわち鉄筋腐食によるひび割れ発生に及ぼす各種の要因について、横関ら<sup>28)</sup>は、鉄筋腐食によるひび割れの発生を弾塑性有限要素法を用いて解析した結果、鉄筋の腐食開始からひび割れ発生までの期間(T)は、かぶりが厚くなるとともに直線的に長くなり、また同一かぶりにおいても、鉄筋径が大きくなると、Tは若干長くなると報告している。また、コンクリートの圧縮強度が高いほうが、Tは長くなるとしている。また、角本ら<sup>29)</sup>は、鉄筋のかぶりは鉄筋腐食によるひび割れの発生に影響を及ぼすが、コンクリートの強度による影響は少ないとしている。丸山ら<sup>37)</sup>も、かぶりが厚くなると、ひび割れ発生時の腐食量は多くなることを示している。堤ら<sup>40)</sup>は、14件の実構造物調査結果より、かぶり厚さと剥離ひび割れの角度の関係について調べ、剥離ひび割れの角度は、いずれも60~80度であり、弾性論に基づいた解析値とほぼ一致しているとしている。

鉄筋腐食によるひび割れの発生機構における錆の体積膨張率は、一般的に約2~4倍であるといわれているが、須田ら<sup>25)</sup>は、海上大気中に暴露したコンクリート中の鉄筋の腐食生成物の分析を行い、コンクリート中に生成された鉄錆の平均的な体積膨張率を推定した結果、3.0~3.2程度であるとしている。

#### (3)について

腐食速度を見積もる方法についての研究・検討が行われている。武田ら<sup>41)</sup>は構造物中の鉄筋腐食に関する評価方法としてニューラルネットワークのような最適化手法を用



いて鉄筋の腐食進行予測について検討している。分極抵抗法は、コンクリート表面に当てた電極から内部鉄筋へ微弱な電流を流したときの抵抗（分極抵抗）を測定して鉄筋の腐食速度を推定しようとする方法で、室内実験を中心に進められ、最近では実構造物への応用も試みられるようになってきている。しかし、分極抵抗法<sup>44)</sup>をコンクリート構造物に応用する場合、電極と鉄筋との間にコンクリートが存在したり、電極の面積に比べて鉄筋の面積が大きいために、得られた値がどの程度の範囲の鉄筋による特性値であるのか必ずしも明確でないなどの問題点が指摘されている。

#### (4)について

太田<sup>42)</sup>はコンクリート中の鉄筋にコンクリート部材表面から電磁誘導加熱して、加熱鉄筋より放射されるマイクロ波出力と鉄筋の腐食程度との相関を求めてマイクロ波出力を測定することにより腐食程度を推定することが可能であるとしている。桜井ら<sup>43)</sup>は鉄筋腐食を現象面から考察するためにコンクリート中の自然電位の経時変化を差分によりモデル化し、自然電極電位分布の伝播の係数と劣化要因および劣化程度と関係を検討している。いずれも、室内試験レベルでの確認試験では良好な結果であるが、より簡便な方法が求められている。

#### (5)について

鉄筋腐食により劣化したコンクリート構造物の補修には、表面被覆工法と断面修復工法が広く用いられてる。前者は、酸素等の腐食因子のコンクリートへの侵入を遮断することにより腐食反応を抑制することを目的とする工法である。後者は、劣化因子を含む領域すなわち中性化域や飛来塩分が浸透するあるいは中性化等による移動・濃縮に起因して塩化物イオン濃度が発生限界塩化物イオン量を超えた領域を除去し、劣化因子を含まないモルタルあるいはコンクリートで所定断面まで埋め戻す工法である。

表面被覆工法では、完全に酸素の浸透を遮断することはできず、腐食反応が生じている進展期以降においては、長期的に防錆効果を期待できず再劣化が生ずる場合が少なくない<sup>45,46,47,48,49)</sup>。

断面修復工法も表面被覆工法と同様汎用的な補修工法であるが、種々の要因により再劣化が生じている。まず、劣化部分のはつり取り作業が不十分な場合がある。マクロセル腐食による再劣化を生じる場合もあるとしているが、実際にどの程度影響を及ぼすか明確でない。

二点目は、断面修復材と躯体の付着が十分でなく、補修に用いたモルタルが剥離・剥落する場合がある。断面修復材を打ち継ぐ場合に、補修材中の水分がドライアウトによる接着性低下の対策としてはつり面に接着性の向上を目的として散水するが、その量については、定量的な判定基準は示されていないために、付着強度が低下することが指摘されている<sup>62)</sup>。

三点目は、防錆効果が不十分で腐食反応は依然として進行し、再劣化に至る場合がある。従来、劣化部をはつり取る場合、コンクリートと鉄筋の付着を故意に断つことは好ましくないとの判断から、鉄筋より内部までもはつり取ることはあまりなされず、鉄筋周囲に発生限界塩化物イオン量以上の濃度の塩化物イオンを含む領域が残存する場合があった。近年、補修材の剥離・落下が問題となった段階で鉄筋の背面まではつり、鉄筋



を包み込むように補修材を施工するケースが見受けられる<sup>63)</sup>。錆を除去した鉄筋は新鮮なセメント硬化体中であれば強アルカリ性のために腐食しないが、例えば鉄筋位置より深部に高濃度の塩化物イオンを含む領域が存在する場合は、補修材へ拡散・浸透して鉄筋位置の塩化物イオン濃度が再び発錆限界塩化物イオン量を超える場合も想定される。以上のように、鉄筋周囲の塩化物イオン濃度が高いときは、積極的に防錆材を施工して補修の耐久性を確保する場合もある。亜硝酸リチウム等の亜硝酸塩を用いたときの防錆効果は亜硝酸イオンと塩化物イオンのモル比  $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  に依存し、防錆効果を得るための下限値については、堀ら<sup>50)</sup>は有効なモル比を 1.0 としている。これに対して、小泉ら<sup>51)</sup>は塩分濃度が小さい場合 ( $\text{NaCl}/\text{モルタル}=0.2\%$ ) はモル比が 0.3 であっても防錆効果が認められたとしている。いずれにしても、塩化物イオン量が高くなるほど施工する亜硝酸イオンの量も増大することになる。

海岸付近に位置し飛来塩分により劣化した構造物において  $5\text{kg}/\text{m}^3$  以上の塩化物イオン量が検出されることもあるが、この場合には多量の亜硝酸イオンが必要であり、経済的な補修を行うにはさらに効率の良い補修工法の確立が必要であった。加えて、亜硝酸リチウムに代表される防錆材は液体でしか扱うことができず、包装手間や施工現場での配合管理という煩わしさがある。さらには、塩化物イオンを低減できれば亜硝酸イオンの防錆効果をより効果的かつ経済的に発現させることができる。このような背景のもと、粉末タイプであり塩化物イオンを低減すると同時に亜硝酸イオンを放出する機能をもつ塩分吸着剤が開発され、これを活用する新しい工法<sup>53,54,55)</sup>が報告されている。立松ら<sup>56)</sup>は、塩分吸着剤は、塩分が過剰に存在する環境では、塩化物イオンを取り込んで低減し、亜硝酸イオンを放出するため、鉄筋周辺の  $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  モル比を著しく大きくでき、鉄筋の腐食を抑制できるとし、塩分吸着剤の塩化物イオンの吸着と亜硝酸イオンの放出に関わる基本特性、アルカリとの反応特性、塩分吸着剤を添加したセメントペーストあるいはモルタルの塩化物イオンの吸着と亜硝酸イオンの放出挙動、力学性状および長さ変化特性、施工性等を明らかにし、これを活用した2つのタイプの防錆型補修材を実用化するとともに、これを用いる S S I (Suppressing Salt Injury) 工法を提案している。これについては次項で詳しく述べる。

さらに、錆が残存して再劣化が生ずる場合である。塩害により鉄筋が腐食したコンクリート構造物を断面修復工法により補修する場合、劣化因子が浸透している領域を、鉄筋がすべて露出するまでを上限には取り、鉄筋に付着している錆を除去する前処理が行われる。この際の錆の断面を観察すると、図 1-2 に示すとおり錆の上部の層状にひび割れが存在するいわゆる「浮き錆」部分とさらに内部の鉄自体に強固に密着している錆が認められる。「浮き錆」の除去は人力でも容易に行いうるが、浮き錆の下層の鉄筋自体に強固に付着している錆の除去は、ブラスト処理等によらなければ除去できない場合が多い。剥離・剥落対策として鉄筋を包み込むように補修材を施工する場合、この錆、特に鉄筋背面の錆の除去が問題となる。実際にはブラスト処理自体が実施できないなどの理由により、浮き錆だけを除去する程度で強固に付着した錆は残存する場合がほとんどであると考えられる。



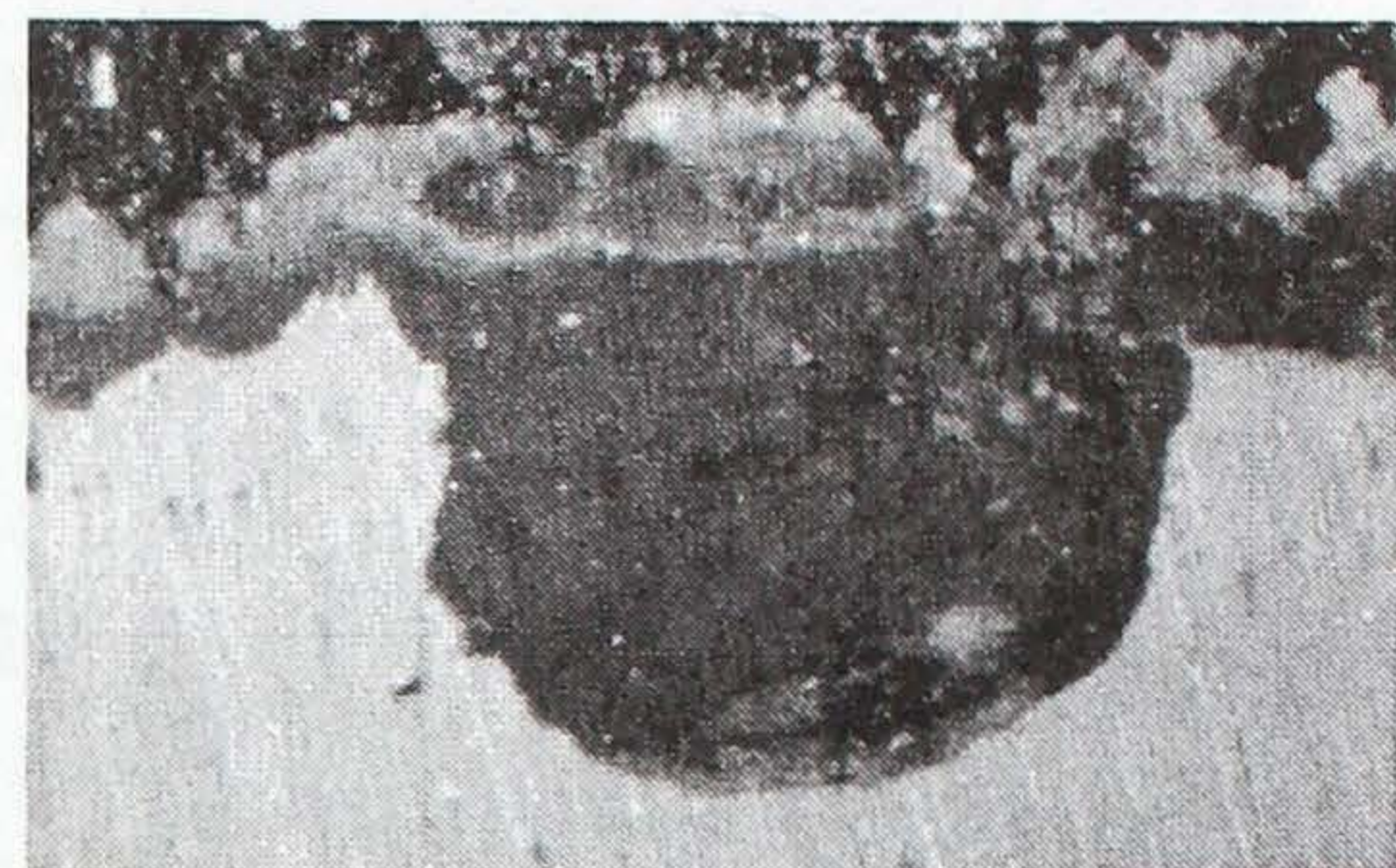
従来、鋅は酸化度は低いものの酸化物であるので、強固に付着していれば、黒皮と同じように腐食因子が直接鉄筋の金属部分と接しないよう保護する役目を果たしており、腐食反応を抑制する方向に作用するものと考えられてきた。しかし、鋼構造物においては鋼材に強固に付着した鋅中の地金と鋅の界面近傍に塩化物イオンが濃集した領域「塩化物ネスト」の存在が確認されていて、これが存在する場合は腐食反応は抑制されないことが判っている。このため、塩化物ネスト除去対策として入念なブラスト処理が実施される。

現在まで、塩害により劣化した鉄道コンクリート構造物において、コンクリート中に埋設された鉄筋にも塩化物ネストが存在することを明らかにした調査例は報告されていない。しかし、鋼構造物における場合と同じように塩化物ネストを含む鋅が存在すれば、補修したにもかかわらず腐食反応は進行して、短時間でひび割れや浮きが発生して再劣化に至り、期待した補修効果が得られないことになる想定される。

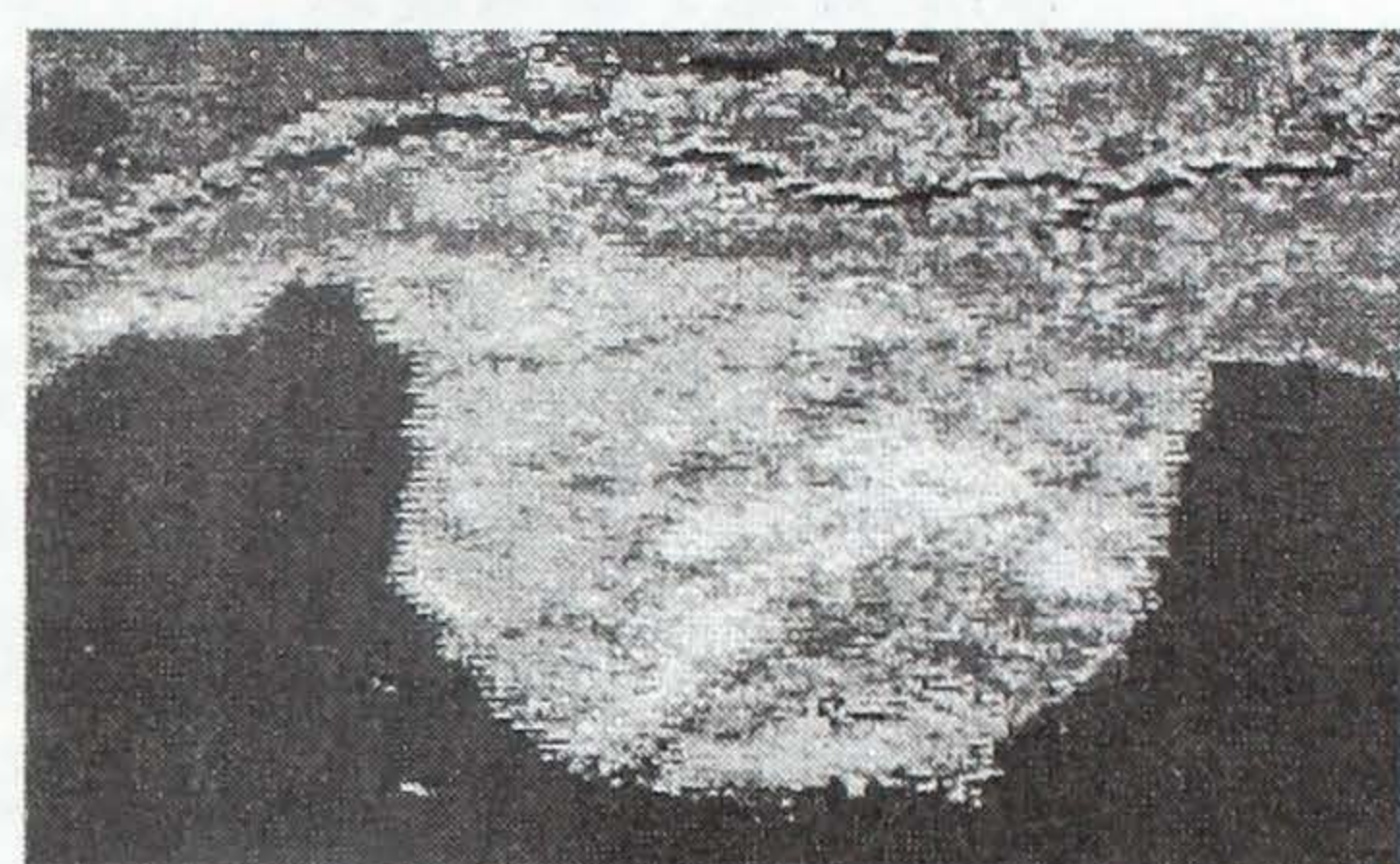
他の補修方法として、電気化学的防食工法<sup>58)</sup>がある。電気化学的防食工法には、主に電気防食工法、脱塩工法、再アルカリ化工法が含まれる。まず、電気防食工法であるが、国内外を問わず電気化学的防食工法の中では最も施工例が多い。早期劣化としての塩害が顕在化したときには原理的には唯一鉄筋腐食を止めることが可能な工法とされたが、陽極における酸生成等が原因と思われる不具合が生ずる場合があったり、常時電源を供給する必要があるなど、経済性の面とハードの面に考慮すべき点が多々あることが認識されている。塩害による鉄筋腐食の原因物質であるコンクリート中のフリーな塩化物イオンを除去できれば腐食を相当程度抑制できることは自明であり、電氣的に塩化物イオンを除去する脱塩工法が考えられた。経済性のほか、短期間であるが電気防食に比べかなり大きい電流を必要とするこの影響把握、電極や電解質溶液の設置方法などに工夫が必要で、これらには設計施工指針<sup>58)</sup>が整備されている。

#### 1.1.5 塩分吸着剤とSSⅠ工法

塩分吸着剤の走査電子顕微鏡像と構造模式図を図1-3に示す。この物質の外観はミクロンオーダーの扁平な粉末(図1-3(a))であり、層状構造を有する水酸化カルシウム( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ )のカルシウム( $\text{Ca}^{2+}$ )の一部をアルミニウム( $\text{Al}^{3+}$ )に置き換えた構造で、これに伴って生じた過剰の陽電荷を補償するために層間に水と陰イオンを持つものである。陰イオンとしては、亜硝酸イオン、塩化物イオンや硫酸イオンなど種々のものが入りう



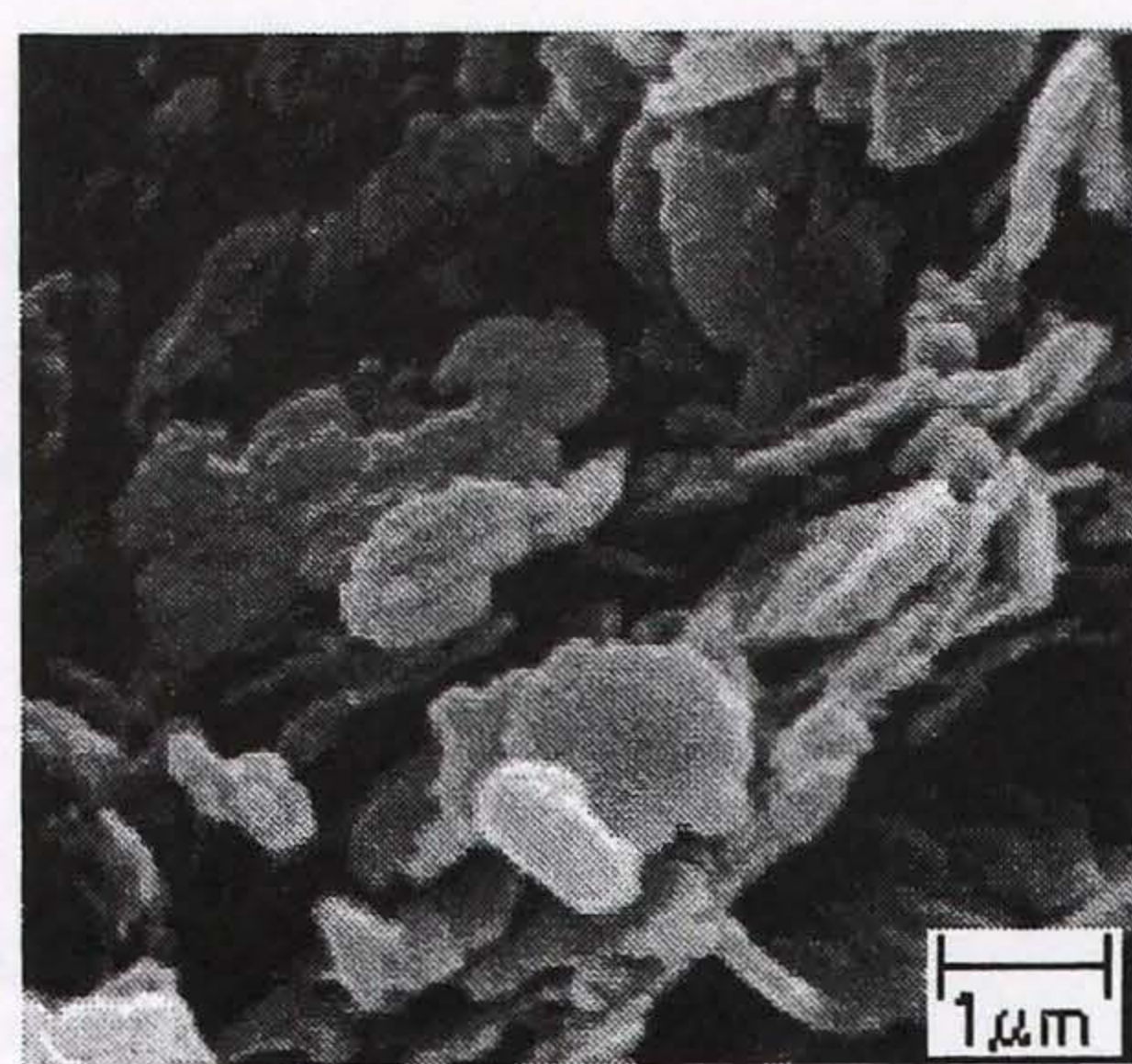
(a)偏光顕微鏡像



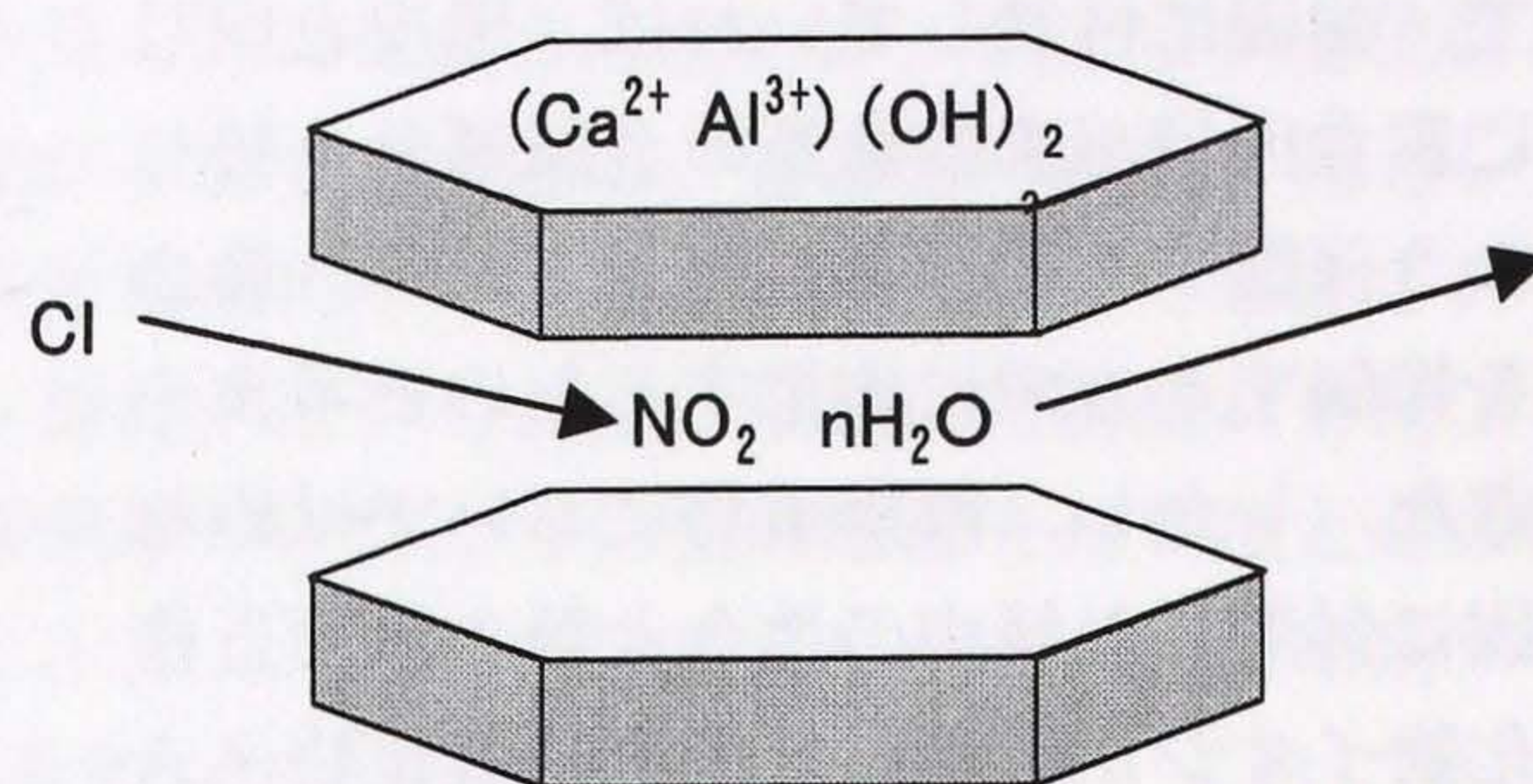
(b)酸素の二次元分布

図 1-2 鋅断面の偏光顕微鏡像と酸素の二次元分布<sup>67)</sup>





(a) 走査電子顕微鏡像

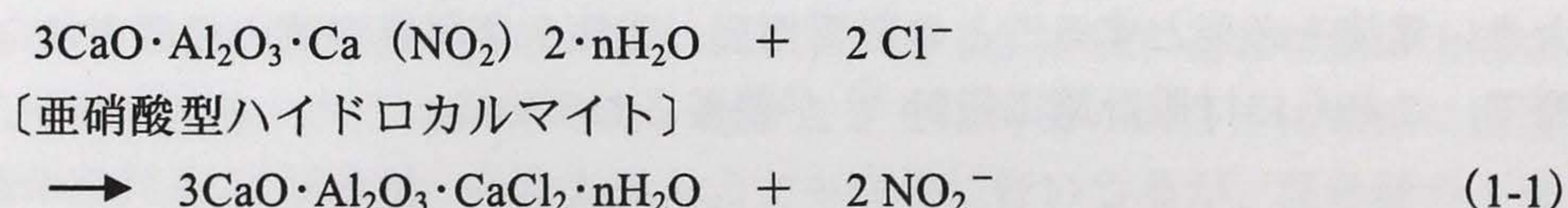


(b) 構造模式図

図 1-3 塩分吸着剤の走査電子顕微鏡像と構造模式図<sup>66)</sup>

る。陰イオンとして例えば防錆効果のある亜硝酸イオン( $\text{NO}_2^-$ )が担持されている場合、塩化物イオン濃度が高い状況に置かれると、層間の亜硝酸イオンは周囲に移行し逆に周囲の塩化物イオンは層間に移行する交換反応が生じる。この結果、周囲の塩化物イオンを構造中に取り込んだ化合物が生じると同時に亜硝酸イオンを放出することができる。陰イオンとして塩化物イオンを担持した物質はフリーデル氏塩と極めて類似して、コンクリート中では安定に存在できる。しかし、小林ら<sup>64)</sup>は、フリーデル氏塩<sup>68)</sup>は中性化により分解することを示されている。ここで生成した塩化物イオンを担持したフリーデル氏塩と極めて類似の物質も中性化により分解して塩化物イオンが遊離する。なお、硫酸イオンと接しても亜硝酸イオンを放出する。塩化物イオンと硫酸イオンが同濃度の環境に接すると硫酸イオンを選択的に吸着・固定するが、塩化物イオン濃度と硫酸イオン濃度の濃度差があり塩化物イオン濃度のほうが大きいと塩化物イオンを積極的に吸着固定する性質を持っていることが確認されている。

この物質は、塩化物イオン( $\text{Cl}^-$ )と接するとイオン交換反応により $\text{Cl}^-$ を吸着すると同時に $\text{NO}_2^-$ を放出する(式(1-1))性質を有するので、亜硝酸リチウムを活用する工法に比べ $\text{Cl}^-$ を低減する分、亜硝酸イオン濃度をそれほど高めることなく同等の防錆効果が期待できる。また、粉末タイプであり、セメント等に予め混ぜ込むことができるので、防錆成分として液体を用いる場合に比べ、防錆成分の包装を省くことができる利点がある。



塩分吸着剤はセメントに混合して使用するために水和反応により消失することが懸念される。そこで、吸着剤：セメントを2：8の重量比で混合し、水/粉体比55%で28日間水中養生して作製したセメントペースト(混合試料)の粉末X線回折分析が実施されている。吸着剤をセメントペースト微粉末に単純に混ぜてあって吸着剤は変質していない比較試料に比べ、水和反応の影響により若干高角度側にシフトしブロードとなってい



るものの、面積強度は比較試料のそれより大きくは低下してしない（図 1-4）。以上から、若干構造の変化は認められるものの水和反応により大きく消失することはないようである。

実際の補修を想定し、塩分を含むモルタル（以下、高塩分モルタル）に補修モルタルを接合させた供試体を作製し、塩化物イオンの吸着性状と亜硝酸イオンの放出の状況が調べられている。

接合供試体の形状は図 1-5 に示すとおりで、まず下半分にセメント量： $500\text{kg/m}^3$ 、水セメント比：65%、塩化物イオン量はセメントに対して 5%（約  $25\text{kg/m}^3$ ）の高塩分モルタルが打設された。次いで、モルタル上部に  $\phi 10\text{mm}$  の鋼棒の下半分が埋まるように置き、その上部に補修モルタルが打設された。このモルタルは、吸着剤：セメントが重量比で 2：8 である。（以下、吸着剤添加モルタル）。この供試体を、打設翌日に脱型しポリエチレンフィルムで覆って 14 日間密封養生した後、乾湿繰り返し試験（4 日間乾燥－3 日間水中浸漬）に供している。

塩化物イオンの吸着と亜硝酸イオンの放出に関して、乾湿繰り返し試験 6 サイクル終了後に、供試体を切断し、接合面付近の細孔溶液中の

$[\text{Cl}^-]$  と  $[\text{NO}_2^-]$  が調べられている。吸着剤添加の補修モルタルを接合した供試体では、高塩分モルタル側の細孔溶液中の  $[\text{Cl}^-]$  は図 1-6 に示すように吸着剤無添加の補修モルタルを接合したものの半分以下になることが示されている。

また、この供試体では放出された  $\text{NO}_2^-$  が高塩分モルタル側に拡散により入り込んでいることが示された。なお、この場合、鉄筋背面付近での  $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  比は 0.9 で、十分な防錆効果が発現しているとしている。

塩分吸着剤を含む防錆型補修材としてペーストタイプとモルタルタイプの 2 種類を実用化している。扁平な粉末であることにも起因して塩分吸着剤を添加することにより、スランプの低下単位水量の増加が認められるものの練り混ぜ性状、施工性、強度発現性状に著しい悪影響は認められないとしている。しかし、乾燥収縮率は、塩分吸着剤の層間の水が水和反応時に放出されることもあり比較的大きいが、図 1-7 のとおり膨張材添加によって改善されるとしている。これら 2 種類の防錆型補修材は、図 1-8 に示すように、まず鉄筋に直接ペーストタイプを施工し、さらにその周囲にモルタルタイプを施工することとし、この工法を S S I 工法として提案している。

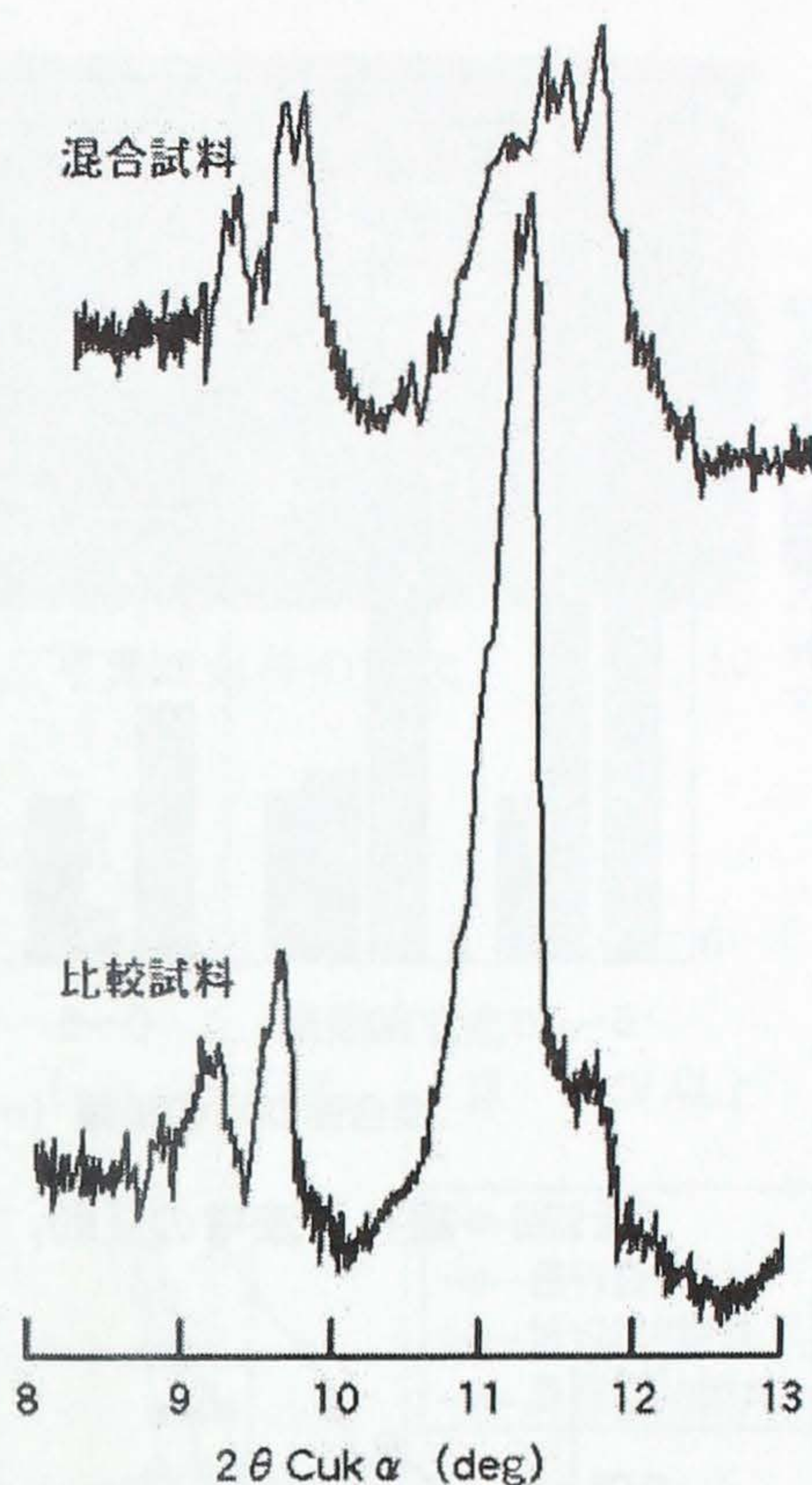


図 1-4 混合試料の粉末 X 線回折図 <sup>66)</sup>

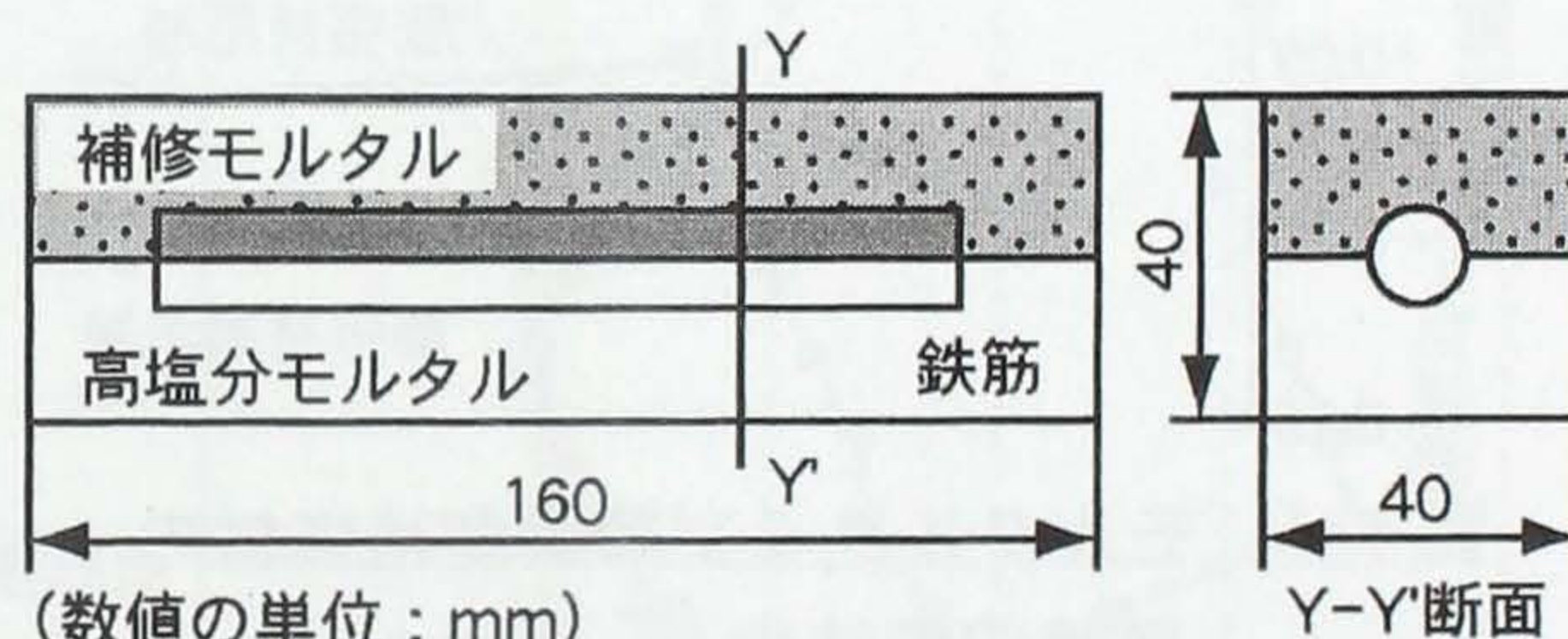


図 1-5 接合供試体 <sup>66)</sup>



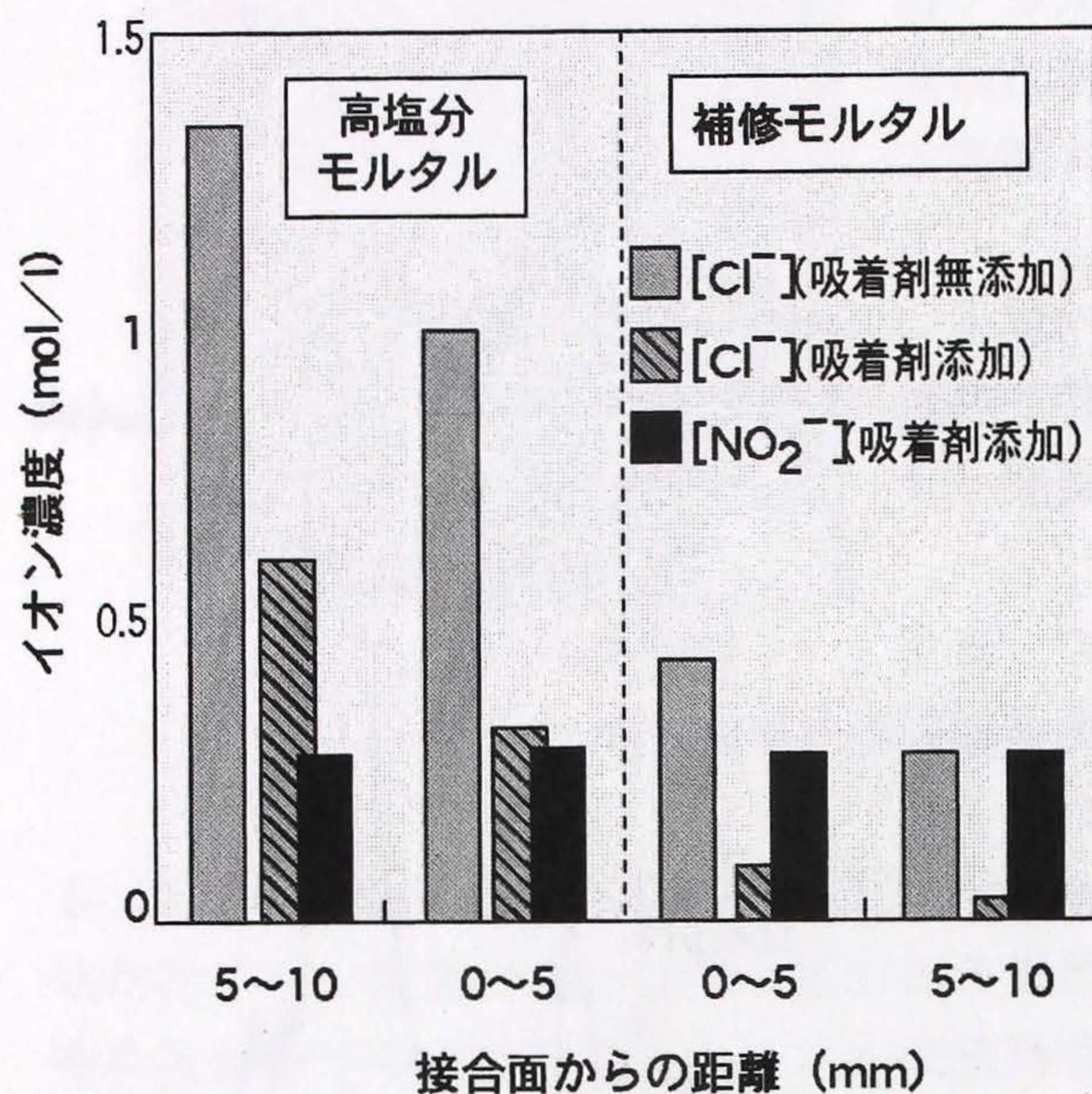


図 1-6 細孔溶液中の  $[\text{NO}_2^-]$  と  $[\text{Cl}^-]$  <sup>66)</sup>

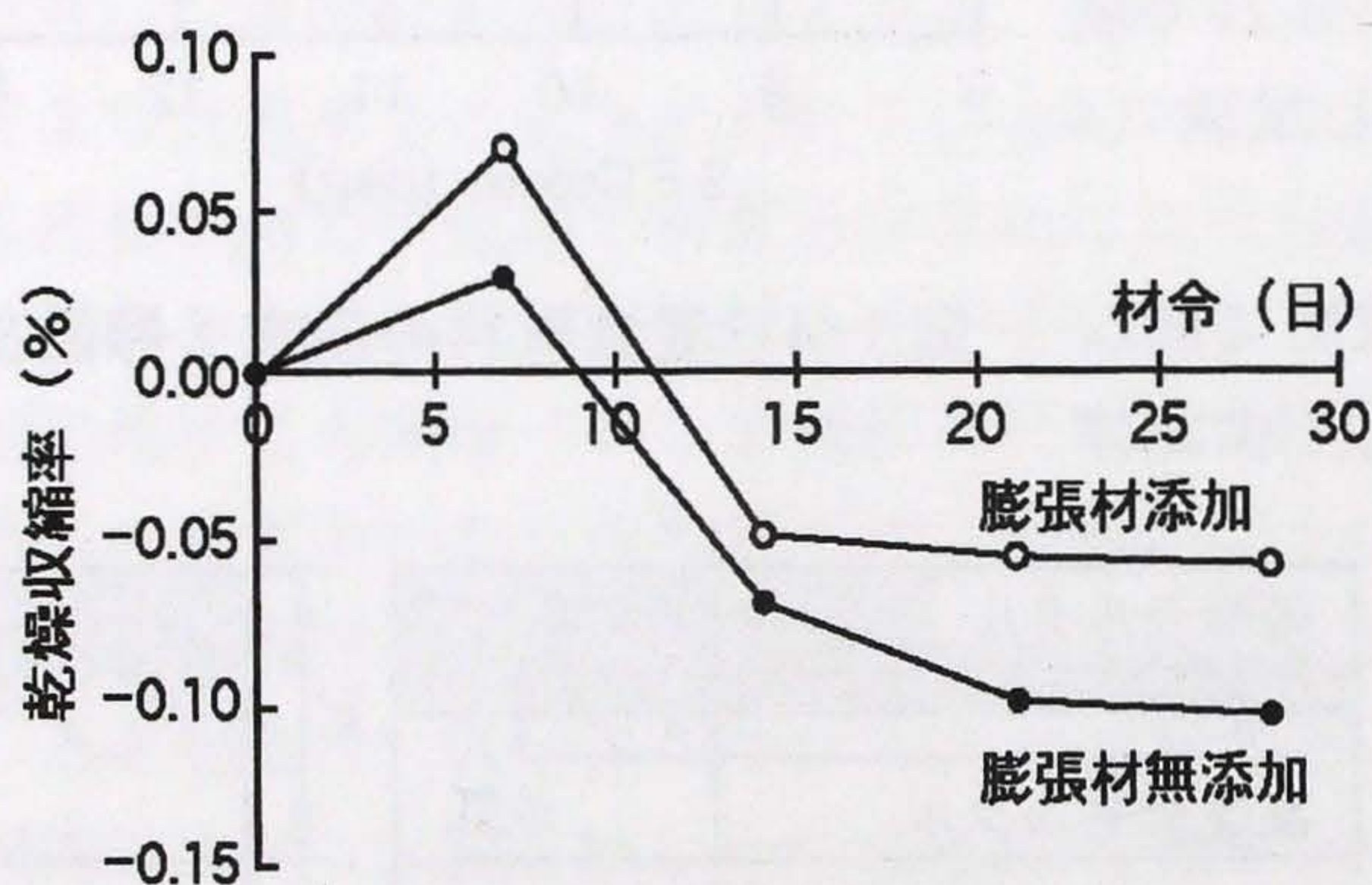


図 1-7 モルタルタイプ防錆型補修材の乾燥収縮特性 <sup>66)</sup>

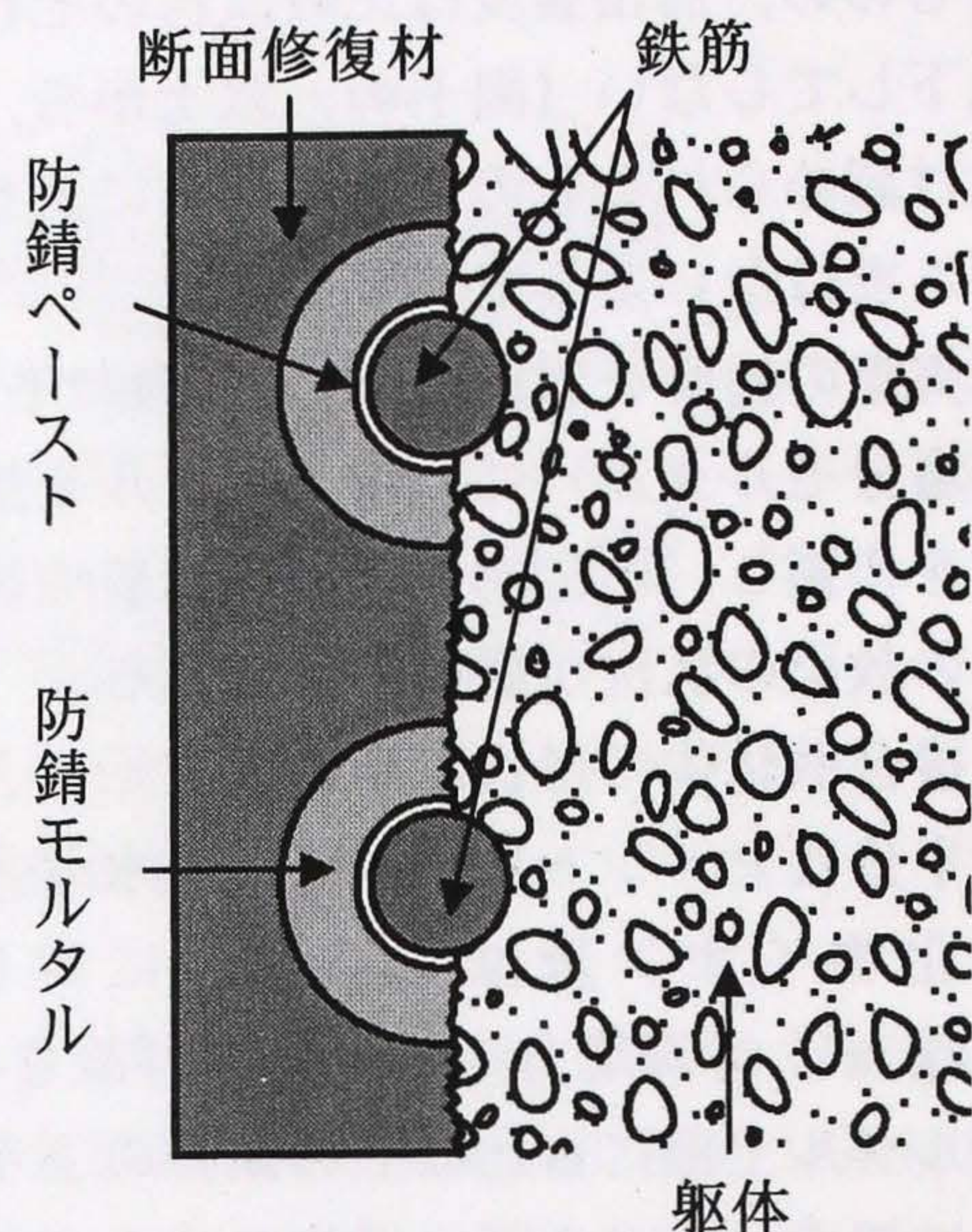


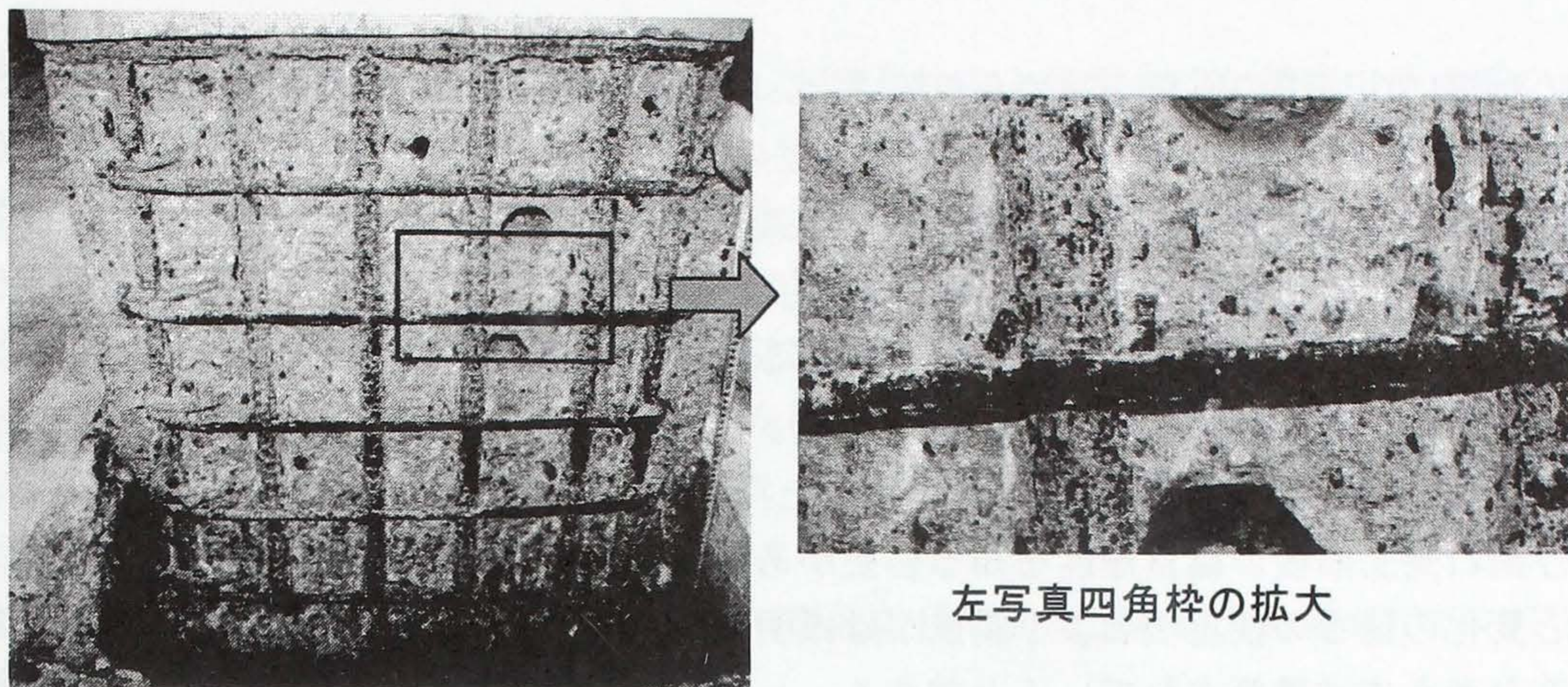
図 1-8 SSI 工法施工断面図 <sup>66)</sup>

SSI 工法により、海岸から数 km 離れた鉄道高架橋で、一部の柱下部に変色やコンクリートの浮きが認められる箇所が補修され、補修効果が追跡されている。この構造物の中性化深さは 25mm 程度で経年を考慮すると大きな値であった。Cl 量は、地表面付近の表層部 (0~50mm 程度) で  $9.0\text{kg/m}^3$ 、鉄筋位置で  $1.8\text{kg/m}^3$ 、高さ 300mm 付近の表層部で  $3\text{kg/m}^3$ 、鉄筋位置で  $0.6\text{kg/m}^3$  程度であり、表層部で高くなっていることから、当該箇所の負傷の原因は海水成分を含む地下水が地中部分から浸

透し地上部から水分が蒸発する過程で、地表面付近で Cl が濃縮し、中性化の進行も加わって柱下部に鉄筋腐食を生じたものであると判断している。鉄筋位置までコンクリートをはつり取り、目視により観察した鉄筋腐食状態は図 1-9 のとおりで、地表面付近で一部に断面欠損が認められるような鉄筋腐食が進んでいた。

かぶりコンクリートを 30mm 程度はつり取った箇所 (地表面から高さ 500mm までと地中部) について、鉄筋の錆を除去した後に、防錆ペーストと防錆モルタルを用いる工法で補修され、補修後 3 箇月以降自然電位により防錆効果が確認されている。なお、自然電位はかぶりの含水率と中性化深さにより生ずる電位変動分を補正した補正自然電位が求められている。補正自然電位の変化は図 1-10 に示すとおりで、補修後 8 箇月においては貴側へ変化し、高い防錆効果が発現しているとしている。ここで、未補修部の補正自然電位の経時変化についても検討を加えている。補修箇所との境界付近では補修前に





左写真四角枠の拡大

図 1-9 はつり調査結果<sup>65)</sup>

は-200~-250mV であるが、施工後 3 箇月では-250mV 以下となり、その後再び-250mV 以上の電位を示した理由として、以下のような考察を述べている。すなわち、補正自然電位の一時的な卑側への変化は、未補修部をアノード、補修部をカソードとする腐食電池が形成されたことによるものの、その後の貴側への変化は、放出された  $\text{NO}_2^-$  の未補修部への拡散に起因して生ずる不動態化によるものと推測している。この結果から、マクロセル腐食に対しても効果的であるとしている。

以上述べた研究により、塩分吸着剤を活用した 2 種類の防錆型補修材を用いる S S I 工法の有効性を示しているが、ペーストタイプとモルタルタイプのそれぞれの防錆型補修材はどの程度の塩化物イオン濃度の躯体に対して防錆効果を有するのかなど防錆型補修材の使用区分は明らかにされていない。

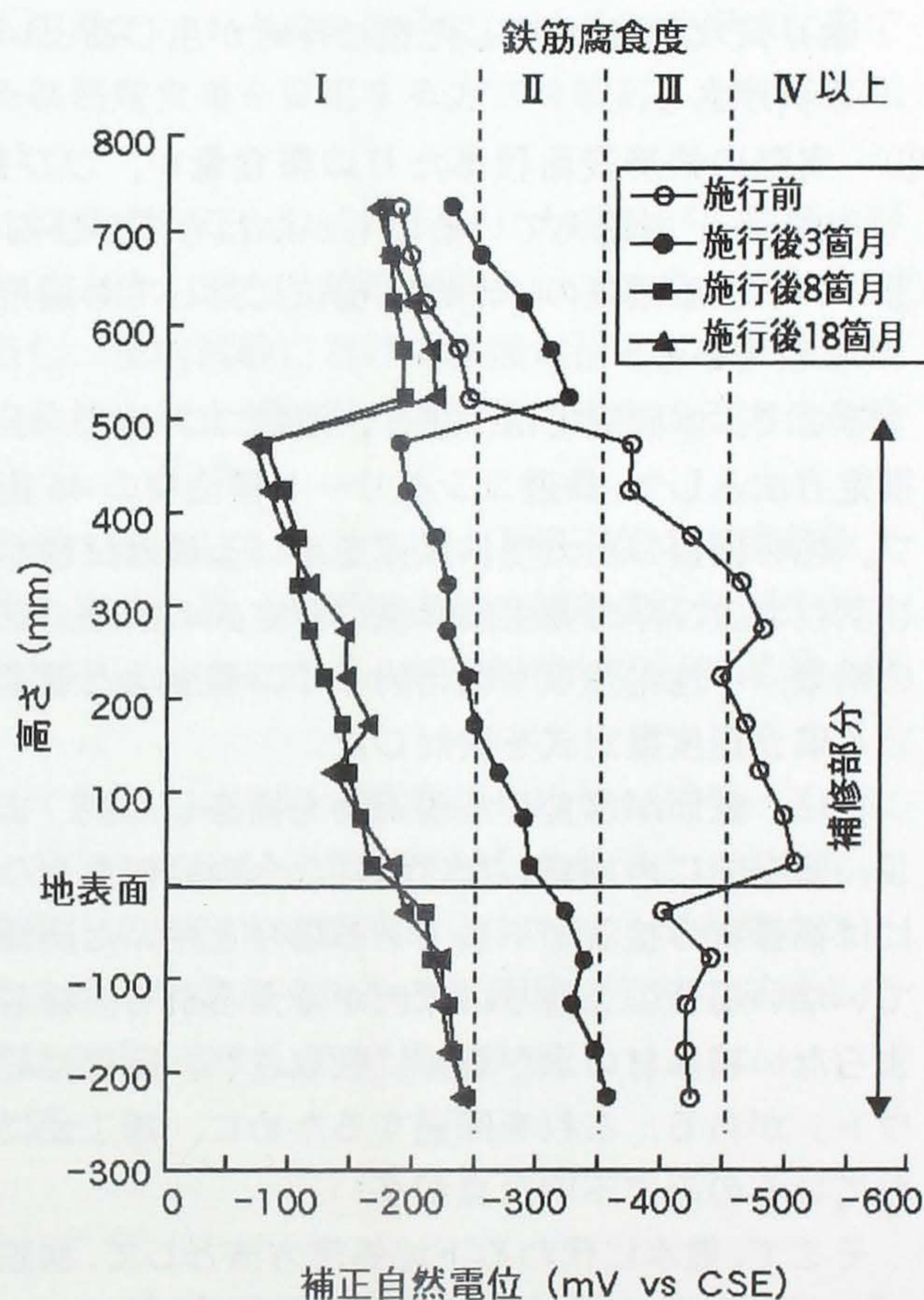


図 1-10 補正自然電位の経時変化<sup>65)</sup>

## 1.2 本研究の目的と方法

高架橋等の鉄筋コンクリート構造物からのかぶりコンクリートの剥離・剥落は、構造物の基本性能のひとつである公衆安全性を著しく脅かす事象であり、前記したとおり、



その対策についての研究が進められてきた。かぶりの落下という事象を予測することができれば、対策を講じやすいが、それは現在のところ困難である。しかし、後述するが、ひび割れが生じた後に浮きが生じるメカニズムが想定され、ひび割れ発生を管理目標とするよりは、落下の前兆現象である「浮き」がいつ生じるかを管理目標とするほうが、効率的な維持管理手法が構築できると考える。すなわち、まずどのような条件でコンクリート中の鉄筋は腐食し始めるのか、「浮き」を隣り合う鉄筋までひび割れがつながった段階と考えて、ひび割れが発生する腐食量と浮きが生じる腐食量はどの程度か、さらに、ひび割れ発生前後の腐食速度を知る必要がある。鉄筋が腐食し始める条件については要因と変化の速さの推定法および閾値がほぼ明らかにされつつある。また、劣化予測の基本的な考え方は構築されていると言える。しかし、以下の3項目については、検討を要する。

- ① 構造物表面には補修が必要なひび割れが認められないにもかかわらず浮きが生じており、ひび割れが生じた後に浮きが生じるという浮きの生成の考え方で整理できない事例がある。
- ② 実際の鉄筋表面積あたりの腐食量が、ひび割れ発生腐食量として用いられる値： $10\text{mg}/\text{cm}^2$ を超えているにもかかわらずひび割れが生じていない事例が散見される。
- ③ いかなる環境のいかなる部位に対しても適用可能な鉄筋腐食速度推定法の開発が望まれている。

そこで、本研究では、まず、既設コンクリート構造物中の鉄筋腐食状況と腐食速度の推定方法として、鉄道コンクリート構造物の46箇所の変状調査事例の詳細な検討とスラブ、柱を模擬した大型供試体を用いる暴露試験から、ひび割れ発生パターンの検証とひび割れおよび浮き発生腐食量の算定式の構築、自然電位から鉄筋腐食度を推定する方法の構築、中性化残りや塩化物イオン濃度など健全度診断調査で得られる各種データを用いる腐食速度推定式を検討した。

次に、鉄筋が腐食した構造物を補修した後、まもなく補修モルタルの剥離・剥落が生じ、短期間に再補修しなければならない例も少なくない。剥離・剥落の原因として、主には補修材の接着が不良である場合と用いた防錆法の不具合により腐食反応が抑制されていない場合の2通りの原因が考えられる。接着性を阻害する要因のひとつに、まだ固まらない補修材の水が躯体に吸収され、硬化に必要な水がなくなってしまう「ドライアウト」がある。これを回避するために、施工面に散水するが、その量は定性的に論じられているのみで不明な点が多い。

そこで、散水に代わる下地処理方法として、樹脂含有乳剤の散布の有効性を検討した。加えて、実施工に用いるはつり法と断面修復材の施工方法をスラブ、柱を模擬した大型供試体に実施し、プレーカによるはつりとウォータージェットによるはつりが接着強度に及ぼす影響の検討、断面修復材をこてにより施工した場合と吹付けにより施工した場合の接着・充填性状の差異を検討した。

さらに、塩害により劣化したコンクリート構造物において、鉄筋に強固に付着した錆中に高濃度に塩化物イオンが濃集する現象が予想される。この塩化物ネストが除去されず残存するとこの部分では腐食反応は抑制されず継続して進行するために、短時間で再



度補修が必要となる。塩化物ネストが生成した構造物のより耐久的な補修方法の確立が望まれている。

そこで、実構造物の調査を実施し、塩化物ネストの存在を確認するとともに、およそ7年間高温多湿の海塩環境に暴露した大型供試体を亜硝酸リチウムを用いる工法と塩分吸着剤を用いる工法で補修し、3年間経過後に防錆効果を確認する追跡調査を実施して、塩化物ネストが生成した構造物の補修効果を検討した。

### 1.3 本論文の構成

第1章では、本研究の背景、既往の研究、研究の目的および本論文の構成について述べた。

第2章では、塩害により劣化したコンクリート構造物の変状調査事例を解析して、かぶりコンクリートの剥離・浮きおよびひび割れとコンクリート中に埋設された鉄筋の腐食との関係からそれらの発生メカニズムを推定し、それを室内における劣化促進試験で確認するとともに、剥離と浮きが生ずる鉄筋腐食量を算定する方法を検討した結果を示す。

第3章では、鉄筋をはつり出した後に切断することなく、レプリカを用いて鉄筋の形状を転写することで、鉄筋腐食量を求める方法、また、鉄筋が腐食しているか否かを判定するために測定される自然電位に着目し、室内試験における自然電位と目視による鉄筋腐食度の関係から、コンクリート中の鉄筋の腐食面積率、腐食量を推定する方法を検討した結果を示す。

第4章では、かぶりコンクリートが剥離・剥落したコンクリート構造物の断面修復工法において、樹脂含有乳剤を用いる下地処理の効果、断面修復材の接着性に及ぼすはつり方法、吹付け施工方法の影響、接着強度を確保するための断面修復材の品質基準、施工要領を検討した結果を示す。

第5章では、粉末タイプの防錆材として開発された塩分吸着剤を添加したペーストとモルタルを大型供試体および実構造物に施工して防錆効果を検討した結果と、塩害により劣化した実構造物の調査から塩化物ネストの存在を確認するとともに、塩化物ネストが生成した大型供試体を亜硝酸リチウムと塩分吸着剤を用いる断面修復工法で補修して3年間海塩環境に暴露する実験により補修効果を検討した結果を示す。

第6章では、本研究で得られた結論を述べる。

### 参考文献

- 1) 小林豊治, 米沢敏男, 出頭圭三: コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ3, 鉄筋腐食の診断, 森北出版, 1993.
- 2) 大成建設技術開発部: コンクリートのはなし, 日本実業出版社, p.10, 1995.
- 3) 日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術 '02, 2002.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 建造物保守管理の標準・同解説 (コンクリート構造), 1987.
- 5) 鳥取誠一: 鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測, 京都大学学位請求論文, 2002.



- 6) 建設省：総合技術開発プロジェクト報告書「コンクリートの耐久性向上技術の開発＜第一編＞」, p.3, 1988.
- 7) 建設省：総合技術開発プロジェクト報告書「コンクリートの耐久性向上技術の開発＜第一編＞」, p.5&pp.29-35, 1988.
- 8) 大即信明ほか：コンクリート構造物の耐久性シリーズ, 塩害 (I), 技報堂出版, pp.89-96, 1986
- 9) セメント協会：エンサイクロペディア, pp.218-219, 1999.
- 10) 青戸章：鉄筋コンクリートの耐海水性に関する研究, 鉄道技術研究報告 No.1156, p.250, 1980.
- 11) C.Deghanian & C.E.Locke : Electrochemical behavior of steel in concrete as a result of chloride diffusion into concrete -Parts 2-,Corrosion, Vol.38,No.9, pp.494-499, 1982.
- 12) 小林一輔：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 1, コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断, 森北出版, pp.3-47, 1991.
- 13) 建設省：総合技術開発プロジェクト報告書「コンクリートの耐久性向上技術の開発＜第一編＞」, p.8&pp.45-88, 1988.
- 14) 建設省：総合技術開発プロジェクト報告書「コンクリートの耐久性向上技術の開発＜第一編＞」, p.9&pp.89-114, 1988.
- 15) 建設省：総合技術開発プロジェクト報告書「コンクリートの耐久性向上技術の開発＜第一編＞」, p.10&pp.115-148, 1988.
- 16) 山之内秀一郎編：鉄道とメンテナンス, 交通新聞社, pp.172-204, 2000.
- 17) 日本国有鉄道施設局土木課編：土木構造物取替の考え方, 日本鉄道施設協会, 1974.
- 18) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説 (コンクリート構造), pp.20-70 &p.115, 1987.
- 19) 土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案), コンクリートライブラリー81, pp.7-9, 1995.
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書【平成3年度版】施工編, 1991.
- 21) 土木学会：コンクリート構造物の耐久設計指針 (試案), コンクリートライブラリー65, 1989.
- 22) 土木学会：コンクリート標準示方書「維持管理編」の構想, コンクリートライブラリー70, pp.277-302, 1991.
- 23) 土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針の考え方, コンクリートライブラリー79, pp.225-238, 1994.
- 24) 土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案), コンクリートライブラリー81, pp.10-15, 1995.
- 25) 須田久美子, MISRA Sudhir, 本橋賢一：腐食ひび割れ発生限界腐食量に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.1, pp.751-756, 1992.
- 26) 松島学, 堤知明, 関博, 松井邦人：鉄筋の腐食膨張によるひび割れモード, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.727-732, 1993.
- 27) 福田靖大, 松島学, 堤知明：鉄筋腐食膨張による表面コンクリートの剥離モデル,



- 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集, V 部門, pp.240-241, 1993.
- 28) 横関康祐, MISRA Sudhir, 本橋賢一: 鉄筋の腐食膨張によるひび割れ発生に関する解析モデル, JCI コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文集, pp.23-28, 1994.
- 29) 角本周, 梶川康夫, 川村満紀: コンクリート中の鉄筋腐食による膨張挙動の弾塑性解析とその適用性, 土木学会論文集, No.402/V-10, pp.151-159, 1989.
- 30) 亀谷英樹, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田興史夫: 鉄筋の腐食膨張によるかぶりひび割れ性状の解析的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No. 1, pp.783-788, 1996.
- 31) 亀谷英樹, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田興史夫: 鉄筋腐食におけるかぶり厚さがひび割れ性状に与える影響, 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集, V-150, pp.300-301, 1995.
- 32) 李輪承, 友澤史紀, 野口貴文: 鉄筋の腐食によるかぶりコンクリートのひび割れ性状, セメント・コンクリート論文集, No.50, pp.530-533, 1996.
- 33) 山田義智, 大城武: 破壊力学に基づく FEM によるたてひび割れ発生腐食量の解析的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No. 1, pp.733-738, 1993.
- 34) 大津政康, 堤知明, 村上祐治, 工藤雄一: 鉄筋腐食によるひび割れ進展に関する基礎実験および BEM 解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No. 1, pp.955-960, 1995.
- 35) Browne, R.D.: Mechanisms of corrosion of steel in concrete relation to design, inspection, and repair of offshore and coastal structures, ACI, SP-65, pp.169-204, 1980.
- 36) 松島学, 堤知明, 村上祐治: 鉄筋腐食膨張による表面コンクリートのひび割れモデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No. 1, pp.799-804, 1994.
- 37) 木村哲士, 丸山久一, 濱田宏: RC 部材における鉄筋腐食定量的評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No. 1, pp.771-776, 1996.
- 38) 森川雅行, 関博, 奥村隆: 鉄筋の腐食膨張によるひび割れの発生機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.97-105, 1987.
- 39) 武若耕司, 松本進: コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.6, pp.177-180, 1984.
- 40) 堤知明, 松島学, 村上祐治, 関博: 腐食ひび割れの発生機構に関する研究, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.159-166, 1996.
- 41) 武田均, 丸屋剛, 松岡康訓: 構造中の鉄筋腐食評価へのニューラルネットワークの適用, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No. 1, pp.933-938, 1996.
- 42) 太田福男: 鉄筋コンクリート構造物の寿命予測に関する研究, 第 21 回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集, pp.107-111, 1994.
- 43) 桜井宏, 鮎田耕一, 佐伯昇: 海洋環境下のコンクリートの劣化に対する解析, セメント・コンクリート論文集, No.47, pp.438-443, 1993.
- 44) 岡本剛他: (特集) 電気的手法による腐食モニタリング, 防食技術, Vol.28, No.3, pp.117-137, 1979.



- 45) 船川勲, 酒井芳文, 牛島栄: 補修仕様と施工時期が補修効果に及ぼす影響に関する一考察, JCI コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文集, pp.139-144, 1994.
- 46) 守分敦郎, 三浦成夫, 長滝重義, 大槻信明: 既設コンクリート構造物に施工した表面塗装材料の耐久性評価, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.99-110, 1995.
- 47) 守分敦郎, 長滝重義, 大槻信明, 三浦成夫: 既設コンクリート構造物の塩化物イオンの拡散過程より評価される表面処理工法の適用性, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.111-122, 1995.
- 48) 守分敦郎, 長滝重義, 大槻信明, 関博: 塩害を受けた栈橋に対する表面処理工法設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.532/V-31, pp.109-115, 1996.
- 49) 片脇清士, 西崎到, 若菜和之: 表面被覆の施工時期とその効果に関する二、三の考察, JCI コンクリート構造物の補修工法に関するシンポジウム, JCI-C29, pp.7-12, 1992.
- 50) 堀孝濱, 山崎聡, 梶田佳寛: 防錆モルタルに関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.5, No.1, pp.89-98, 1994.
- 51) 小泉徹, 高桑信一, 柳場重正: 塩害による鉄筋腐食の補修工法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.817-822, 1994.
- 52) 山崎聡, 堀孝濱, 平山嘉一, 佐藤正彦: 飛来塩分環境下における防錆材の効果に関する研究, 土木学会第49回年次学術講演会概要集, V部門, pp.444-445, 1994.
- 53) 高田潤, 天沼邦一, 立松英信, 中村亨: 塩分吸着剤の補修材への応用, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, V部門, pp.176-177, 1993.
- 54) 高田潤, 工藤輝大, 立松英信, 渡辺将之: 塩素吸着剤を活用した補修工法の検討, 土木学会第50回年次学術講演会概要集, V-159, pp.318-319, 1995.
- 55) 立松英信, 高田潤, 飯島亨, 工藤輝大, 吉田敦: 塩化物イオン吸着剤を活用した防錆型補修材および補修工法, JCI コンクリート構造物の補修工法に関するシンポジウム論文報告集, pp.1-6, 1996.
- 56) 小滝秀樹, 飯島亨, 高田潤, 立松英信: 亜硝酸型ハイドロカルマイトを含むモルタルの防錆効果に関する基礎的検討, 無機マテリアル学会第94回学術講演会要旨集, 1997.
- 57) 李輪承, 友澤史紀, 野口貴文: 鉄筋腐食がRC単筋梁の耐力性能低下に及ぼす影響, セメント・コンクリート論文集, No.49, pp.868-873, 1995.
- 58) 土木学会: 電気化学的防食工法 設計施工指針(案): コンクリートライブラリー107, 2001.
- 59) 山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会: 山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会報告書, 2000.
- 60) 土木学会: コンクリート標準示方書(維持管理編), 2001.
- 61) 土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編]に準拠した維持管理マニュアル(その1) および関連資料, コンクリート技術シリーズ57, 2003.
- 62) 榊原弘幸, 安藤重弘, 宮脇賢司, 佐々木孝彦, 上田洋, 藤原申次: ポリマーセメン



- トモルタルの接着強度に及ぼすコンクリート下地処理法の影響, 材料, Vol.52, No.9, pp.1082-1088, 2003.
- 63) 西日本旅客鉄道株式会社鉄道本部施設部: コンクリート構造物補修の手引き [第 2 版], 2003.
- 64) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至: 炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物, 硫黄化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮, コンクリート工学論文集, Vol.1, No.2, pp.69-82, 1990.
- 65) 高田潤, 佐々木孝彦, 飯島亨, 立松英信, 松田芳範: 塩化物イオン吸着剤を活用した塩害抑制工法とその効果, コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.87 - 92, 1998.
- 66) 立松英信, 佐々木孝彦, 高田潤: 塩害による鉄筋腐食の診断と抑制に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.2, pp.11 - 20, 2000.
- 67) 佐々木孝彦, 飯島亨, 工藤輝大, 山田優: 塩害により劣化した RC 部材の補修-塩化物ネストが生成した鉄筋について-, 建設用原材料, Vol.14, No.1, 2005.
- 68) セメント協会: C&C エンサイクロペディア[セメント・コンクリート化学の基礎解説], セメント協会, pp.201-203, 1996.



## 第2章 コンクリートの剥離・浮きの発生メカニズムとひび割れおよび剥離・浮き発生時の鉄筋腐食量

### 2.1 はじめに

鉄筋が腐食してコンクリート構造物に剥離や浮きなどの変状が生じる過程については、最初に、錆の生成により鉄筋を基点として構造物表面に向かうひび割れが発生する。次に、ひび割れを通じて酸素と水分が充分供給されて腐食反応が急速に進行し、先のひび割れと垂直方向すなわち鉄筋籠の面に沿うひび割れが新たに発生・進展してかぶりの剥離や浮きが生ずるという過程が考えられている。しかし、かぶり厚さと鉄筋間隔によっては、構造物表面にひび割れが確認されない段階でも、既に剥離や浮きが生じる場合が想定されるので、鉄道構造物において実態調査を実施した。また、剥離や浮きが生じる腐食量について検討した。

### 2.2 剥離・浮きの発生状況

#### 2.2.1 調査方法

調査を、8箇所で行った。それらは高架橋や橋梁の高欄、スラブ、橋脚である。調査項目は、外観、開き幅 0.2mm 以上のひび割れの有無、濁音箇所の有無、かぶり厚さ、鉄筋径、鉄筋間隔である。外観は目視、ひび割れの有無は近接目視により調査した。次に、濁音箇所をハンマーを用い打音により検査し、濁音箇所を発見すれば、その箇所を含んでかぶりコンクリートをはつり、鉄筋を露出させた後、かぶり厚さと鉄筋の径および間隔をノギス等により計測した。

#### 2.2.2 調査結果

剥離や浮きが生じている構造物の鉄筋径、鉄筋間隔および最小かぶり厚さの測定結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 変状のパターンと鉄筋径、鉄筋間隔および最小かぶり厚さの関係

構造物	鉄筋径 (mm)	鉄筋間隔 (mm)	最小かぶり厚さ (mm)	変状のパターン
A橋梁	19	200	25	浮き
B橋梁	19	100	20	浮き
C橋梁	25	150	35	浮き
D高架橋	32	100	50	浮き
E橋梁	20	200	50	浮き
F高架橋	13	125	10	剥離
G高架橋	13	100	5	剥離
H高架橋	13	150	10	剥離



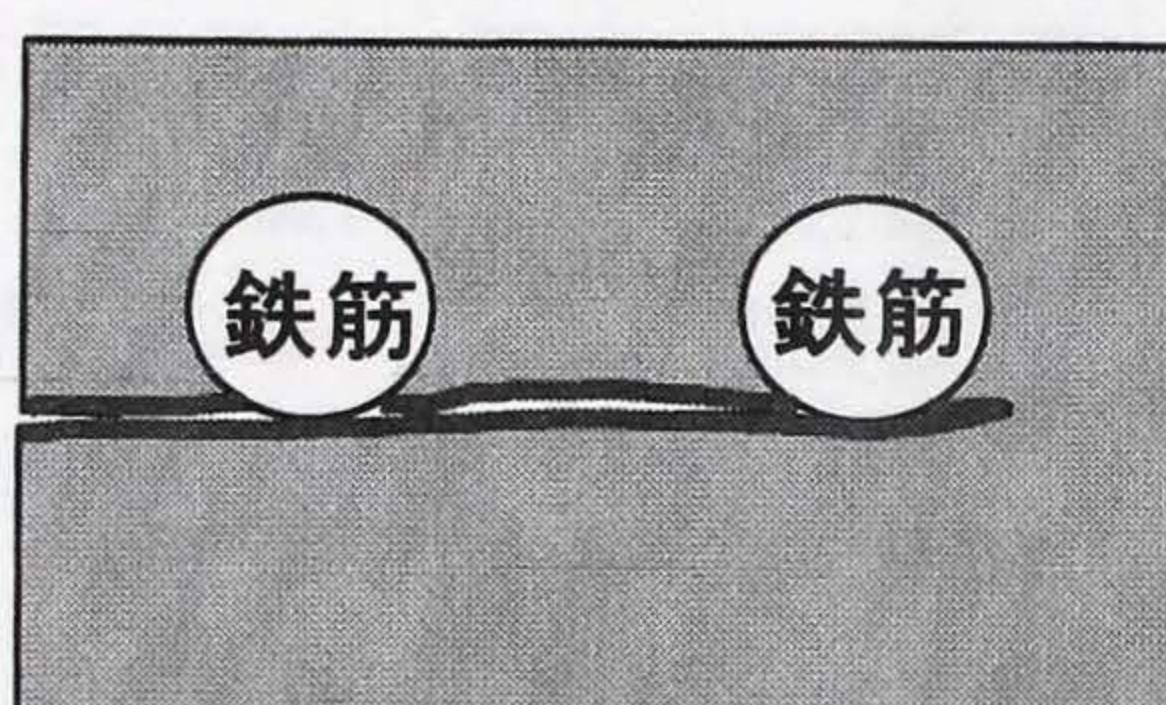
この結果から、剥離が生じたケースと浮きが生じたケースでは、最小かぶり厚さと鉄筋間隔の範囲が表 2-2 のように異なることが判った。

表 2-2 変状の種類と最小かぶり厚さおよび鉄筋間隔の関係

変状	剥離	浮き
最小かぶり厚さ	5~10mm	20mm 以上
鉄筋間隔	100~150mm	100~200mm



(a) 120°の角度に開く  
ひび割れ



(b)鉄筋籠の鉄筋面に沿って  
生じるひび割れ

図 2-1 ひび割れ発生パターン

ここで、剥離と記載した場合は、図 2-1(a)に示したひび割れをいう。具体的には図 2-2(a)に示すような外観を呈する。一方、浮きと記載した場合は、図 2-1(b)に示したひび割れをいう。具体的には図 2-2(b)に示すように、外観上補修が必要なひび割れが認められないにもかかわらず打音検査で濁音となる範囲がおよそ 30cm<sup>2</sup>以上の広さで生じているケースである。

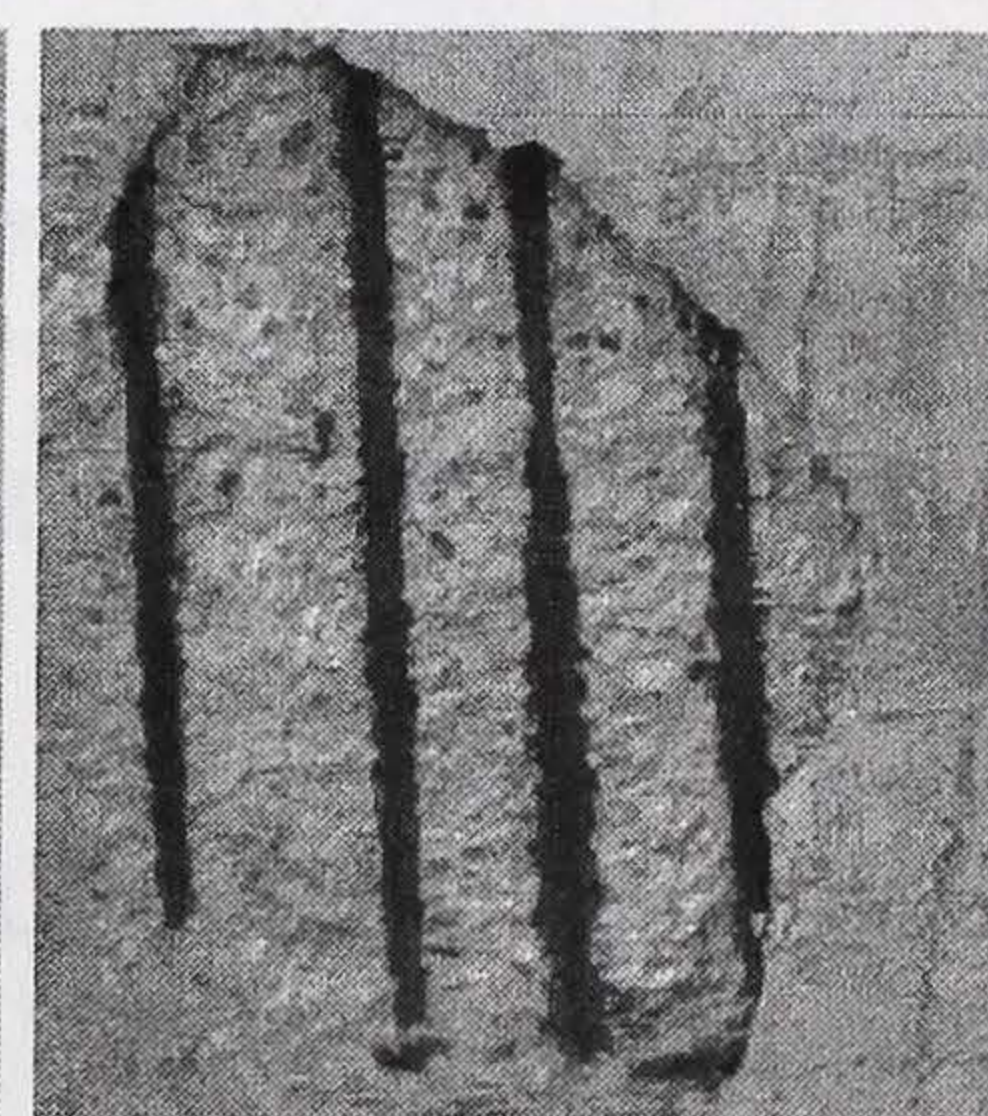
実構造物調査の結果、剥離は、最小かぶり厚さが小さいすなわち 5~10mm の場合に現れている。これに対して、浮きは、最小かぶり厚さが 20mm 以上の場合に生じている。一方、鉄筋間隔は、剥離の場合 100~150mm、浮きの場合 100~200mm でも生じている。鉄筋間隔と剥離・浮きの関連性は小さいと考えられる。



(a) 実構造物に生じた剥離の例



はつり前



はつり後

(b) 実構造物に生じた浮きの例

図 2-2 剥離、浮きの具体事例



以上から、「明らかに鉄筋腐食によるひび割れ」と認識可能なひび割れが生ずる以前に、剥離や浮きが生ずることがあると言える。また、近年の鉄筋コンクリート構造物のかぶり厚さは 30mm 程度、鉄筋間隔は 200mm 以内である場合が多い。変状として最初に構造物表面にひび割れが認められるのではなく、剥離・浮きが生じる場合が相当程度多いことが想定される。

堤ら<sup>1)</sup>の解析によって、ひび割れの発生等には鉄筋径も大きく影響することが指摘されている。そこで、かぶり厚さ： $C(\text{mm})$ を鉄筋径： $\phi(\text{mm})$ で除した値と剥離と浮きのどちらが生じたかの関連を調べた。なお、かぶり厚さは各構造物とも最小かぶり厚さを採用した。この結果は図 2-3 に示すとおりで、 $C/\phi$ が 1.3 以下の場合には剥離が生じていることが判った。

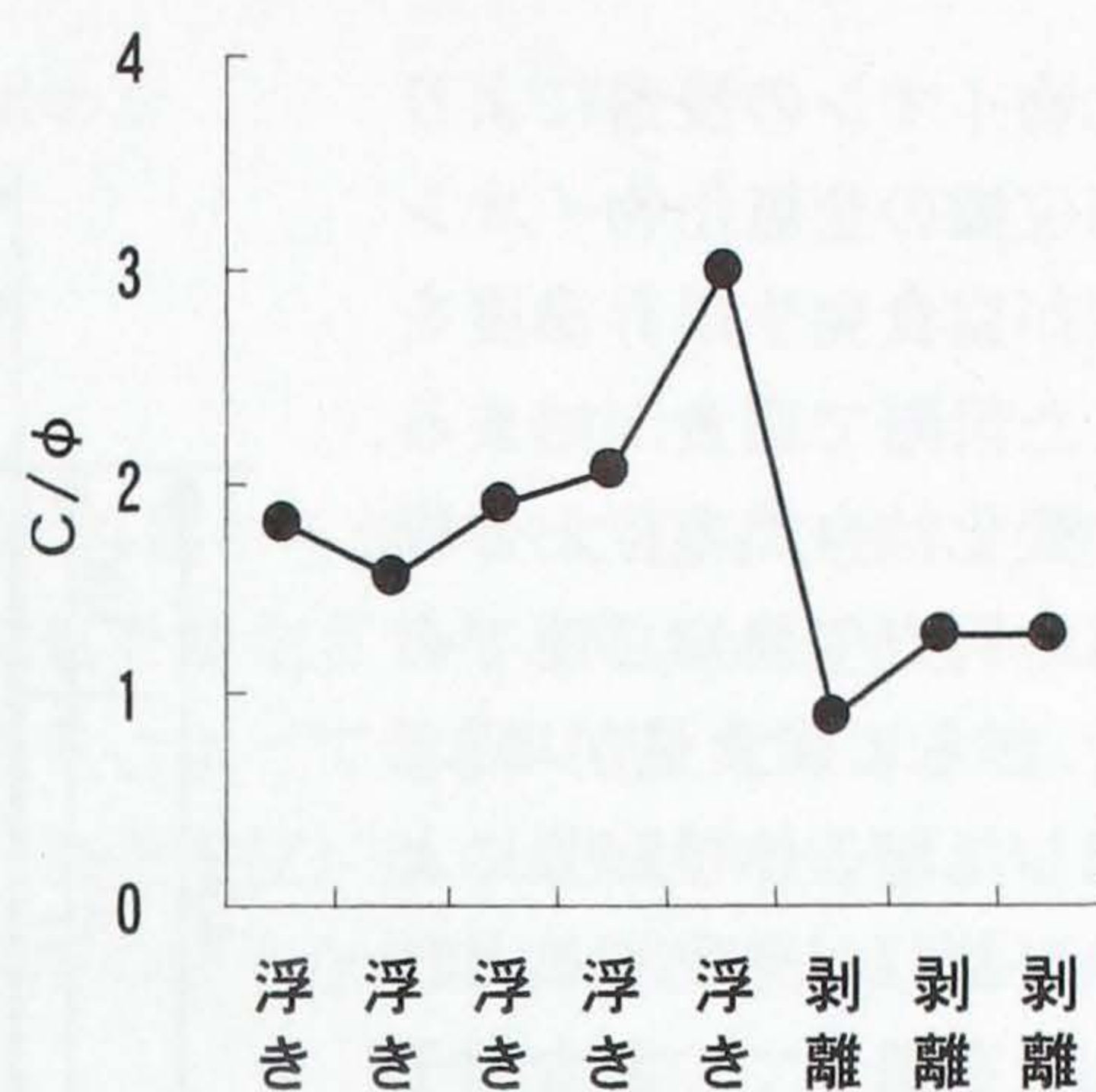


図 2-3  $C/\phi$ と剥離・浮きの関係

最初に構造物の表面に現れる変状として剥離や浮きがあるというこの結果は、ひび割れが認められてから初めて検査して対策を検討するという従来の手順では、コンクリートの剥落に対し十分安全とは言えないことを意味する。このことから、鉄筋腐食が原因でかぶりの剥離・浮きが生ずる可能性のある高架橋等の検査としては、早期に浮きを検知すべきであり、その検知法としては例えば全般検査で、赤外線法等の活用が考えられる。

## 2.3 剥離・浮きの発生腐食量の推定

### 2.3.1 実験方法

#### (1) 供試体作製

塩化物イオンの浸透によって腐食する場合を考え、図 2-4 に示すとおり、かぶり厚さが 20mm と 40mm の  $400 \times 550 \times 300\text{mm}$  の供試体を作製した<sup>2)</sup>。埋設した鉄筋は径 13mm の黒皮付き異型鉄筋を使用した。また、鉄筋の腐食速度に関連する電気化学的特性値として分極抵抗を測定するために、50mm 隔ててステンレスの対極を配置した。コンクリートは、水セメント比が 50%，スランプが 15cm，空気量が 6%の配合とした。打設翌日に脱型した供試体を水で濡らした布で包み、乾燥しないように散水しながら 60 日間養生した。その後、10%塩化ナトリウム溶液を貯留する木枠を打設面に設置し、塩化物イオンを浸透させた。

#### (2) 試験方法

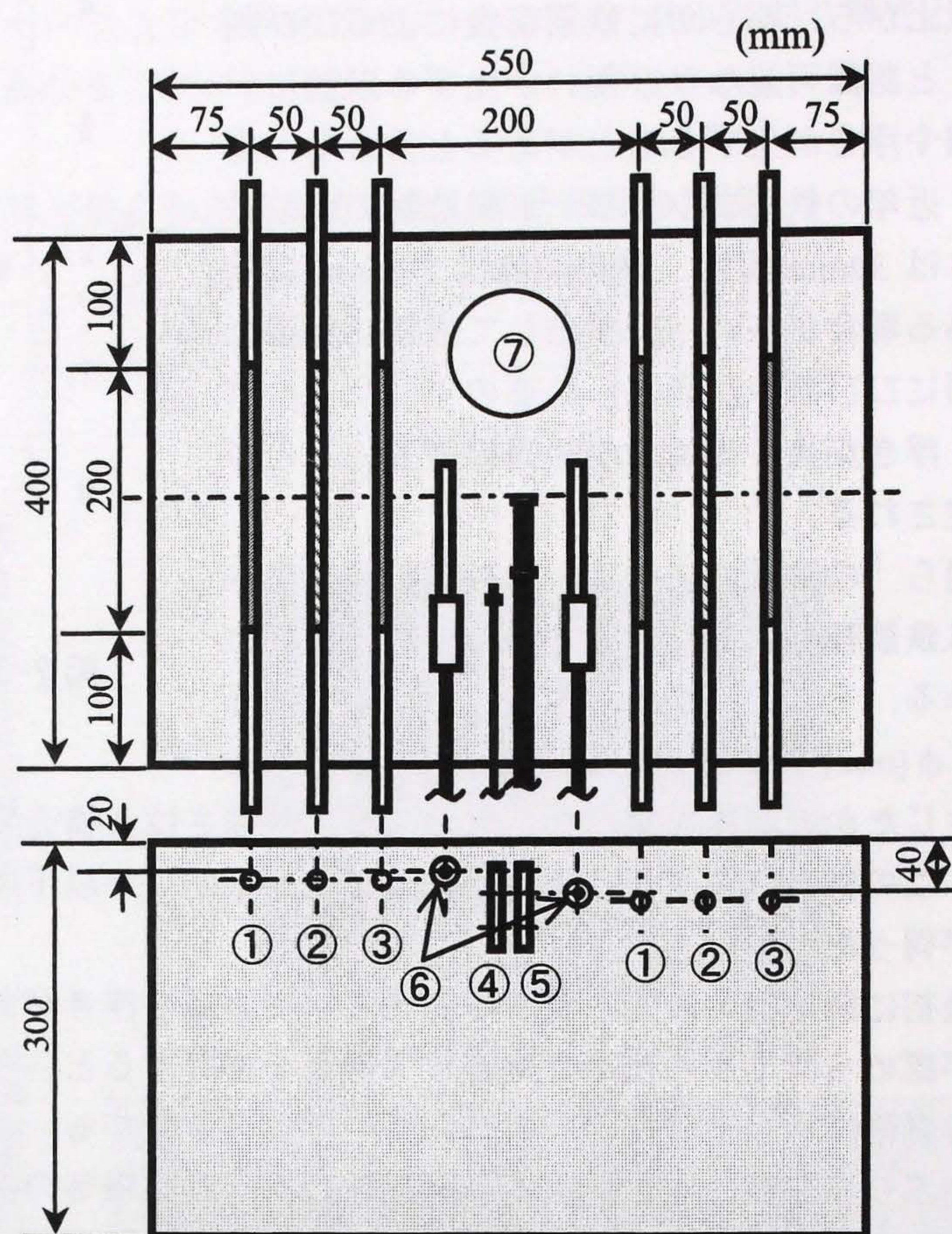
ひび割れが発生したときの腐食量を求めるには、ひび割れ発生時期の特定が必要不可欠である。ひび割れは内部にあるのみで、外観上見えないようなケースもあるので、目視による経過観察ではなく、電気化学的特性値を用いることとした。コンクリートへの



塩化物イオンの浸透により鉄筋位置の全塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度を越えた段階で腐食が始まる。この変化は自然電位と分極抵抗の両方で検知可能であろう。さらに腐食量が増し、生成した錆の体積膨張によりひび割れが発生するとひび割れを通じての腐食因子の侵入により腐食速度は増大する。この変化は、分極抵抗でのみ検知可能である。したがって、腐食速度が増大する時期すなわち分極抵抗の変化を捉えるために、交流インピーダンス法により分極抵抗の経時変化を求めた。本実験に用いた装置は、四国総合研究所製携帯型鉄筋腐食診断機である。ガード対極とセンター対極はいずれもステンレス(sus-304)、照合電極は飽和塩化銀電極、導電性物質は水、電位測定部の入力抵抗値は100M $\Omega$ である。また、供試体内部に、鉄筋と

50mmの間隔で対向するように配置したステンレス棒を対極とした場合の分極抵抗も合わせて求めた。なお、塩化物イオン浸透開始から1箇月に1度の割合で測定を行った。

ひび割れが発生したと推定される段階で、コンクリート供試体から、鉄筋を中心として径50mmのコンクリートコアを採取した。採取したコアは、さらに45mmの長さのものの4片と15mmの長さのものの1片の5つに分割した。長さ45mmのコアは腐食量測定試料と記して区分する。長さ15mmのコアは断面観察用試料として区分する。腐食量測定用試料については、目視観察後破碎して鉄筋を取り出し、再度40mmに切断して、質量を測定した。これらの鉄筋をクエン酸二アンモニウム10%水溶液(60℃)に2日浸漬して錆と黒皮を落した後、腐食面積と鉄筋の質量を測定し、クエン酸処理前後の質量測定値の差から、腐食量を求めた。錆の生成に伴う体積膨張量を把握するために断面観察用試料を用い、日本電子製X線マイクロアナライザ、JXA-8600型を使用して、錆層



- ①鉄筋 A; SD295A, D13    ③鉄筋 B; SD295A, D13
- ②ステンレス丸鋼; SUS304,  $\phi$ 13
- ④温度測定用熱電対(表面からの深さ 20, 40, 70mm)
- ⑤塩化物イオン検出用電極(表面からの深さ 20, 40, 70mm)
- ⑥導電率測定用電極(表面からの深さ 20, 40, 70mm)
- ⑦塩化物イオン濃度分析用コア採取箇所

図 2-4 鉄筋コンクリート供試体



の外観観察と鉄および酸素の2次元元素分布を求めた。

### (3) 分極抵抗の測定

#### 1) 分極抵抗と腐食速度

水溶液中で腐食している金属を試料電極として、外部から強制的に電流を流すと電極/溶液界面に存在する電位（差）が変化し、逆に電位を変化させると電流が変化する。腐食科学の分野において、この電極への電流の出入りによって電位（差）にずれが生じる現象を分極という。試料金属の電位を腐食電位（自然電位）から $\Delta E$ だけ変化させると微小電流 $\Delta I$ が生じたとすると、 $\Delta E$ が $\pm 10\text{mV}$ 程度の微小な変化であれば、式(2-1)のように電圧と電流との間に直線関係が成立する。

$$\Delta E = R \cdot \Delta I \cdots \cdots \cdots (2-1)$$

この直線の勾配（ $\Delta E / \Delta I$ ）は抵抗に対応するため、 $R$ は分極抵抗と呼ばれるが、一般に腐食速度と反比例関係にあることが知られている<sup>6)</sup>。腐食速度は鉄筋の単位面積当りの腐食電流密度 $I_{\text{corr}}$  ( $\text{A}/\text{cm}^2$ ) で表現され、式(2-2)によって求められる。式(2-2)が分極抵抗法の基本式であり、Stern-Gearyの式とも呼ばれる<sup>7)</sup>。

$$I_{\text{corr}} = K \times (1/R) \cdots \cdots \cdots (2-2)$$

ここに、 $I_{\text{corr}}$ ：腐食電流密度 ( $\text{A}/\text{cm}^2$ )、 $R$ ：分極抵抗 ( $\Omega\text{cm}^2$ )

$K$ ：金属の種類や環境条件で決まる定数<sup>2)</sup>：0.026 (V)

分極抵抗法とはコンクリート表面に当てた外部電極から内部鉄筋に微弱な電流を流したときに生じる電位変化量などの測定から分極抵抗 $R$ を求め、式(5)より鉄筋の腐食速度 $I_{\text{corr}}$ を推定しようとするものである。分極抵抗を求める方法としては数種類提案されているが<sup>8)</sup>、外部電流の印加方法によって直流法（直線分極抵抗法）と交流法に大別される。直流法では基本的には式(4)に示す測定を行い分極抵抗 $R$ を求める。具体的には、たとえば0.1～1mV/秒程度の電位走査速度により腐食電位から $\pm 10\text{mV}$ 程度分極し、そのときの電流をX-Yレコーダに記録するなどし、その勾配から $R$ を決定する。分極抵抗法という一般的な直流法をさすが、わが国における実施例は交流法によるものが多く、交流インピーダンス法や交流矩形波電流分極法が主流である。

#### 2) 金属と水溶液との界面構造

金属が腐食を起こす場合、表面には水が存在する。そのとき水と接する金属界面には、図2-5に示すように、金属原子がイオン化したものや溶液中の他の陽イオンおよび水分子が吸着し、金属側には溶液側の陽イオンとバランスするように電子が存在する、正電荷と負電荷が分離した電気二重層と呼ばれる領域（0.01～0.1 $\mu\text{m}$ 程度）が形成されている。その結果、図中の溶液の沖合ではいたるところ電氣的に中性で電位差はないが、金属界面の電気二重層内で電位差が生じることになる。この電気二重層は正負の電荷が向かい合った状態にあることから、電気回路素子のコンデンサとしての性質を有している。



因みに、電気二重層の厚みは溶液中の電解質濃度により変化するが、温度が低いほど厚くなり、 $0.01\mu\text{m}$  という厚みは水分子約 30 個の距離に相当する。

また、鉄を例に金属が腐食する場合を考えると、式 (1) に示すような電子を失った鉄原子が陽イオンとなって電気二重層を通じて溶液の沖合側に飛び出していくアノード反応と、式 (2) に示すような水と溶液側から電気二重層を通じて金属界面に供給される酸素とが鉄側から電子をもらって水酸イオンとなり再び電気二重層を通じて溶液の沖合側に移動していくカソード反応の 2 つの反応が電気化学的に等量同時に進行している。このように、鉄が腐食を起していると言うことは、電気二重層内を鉄の陽イオンや水酸イオンなどの電荷が移動すること、すなわち電流（腐食電流という）が流れることを意味している。この腐食電流

の大きさが腐食速度に対応することから、電気二重層は電気回路素子の抵抗としての性質も有していることがわかる。したがって、この抵抗が腐食反応抵抗とか、電荷移動抵抗とか呼ばれ、腐食速度と反比例の関係にある分極抵抗に相当すると考えられる。

以上より、金属と水との界面は、電気回路素子のコンデンサと抵抗の両方の働きをすることから、図 2-6 に示すような電気二重層容量： $C_d$  と呼ばれるコンデンサ容量と電化移動抵抗  $R$  を並列に組合せた回路で近似されるわけである。なお、図中に液抵抗  $R_s$  が付加されているが、これは水溶液の電気抵抗そのものである。コンクリート中にある鉄筋腐食を説明する場合にも図 2-6 に示すような等価電気回路モデルを用いる。

### 3) 交流法による分極抵抗測定の原理

交流インピーダンス法とは、周波数の異

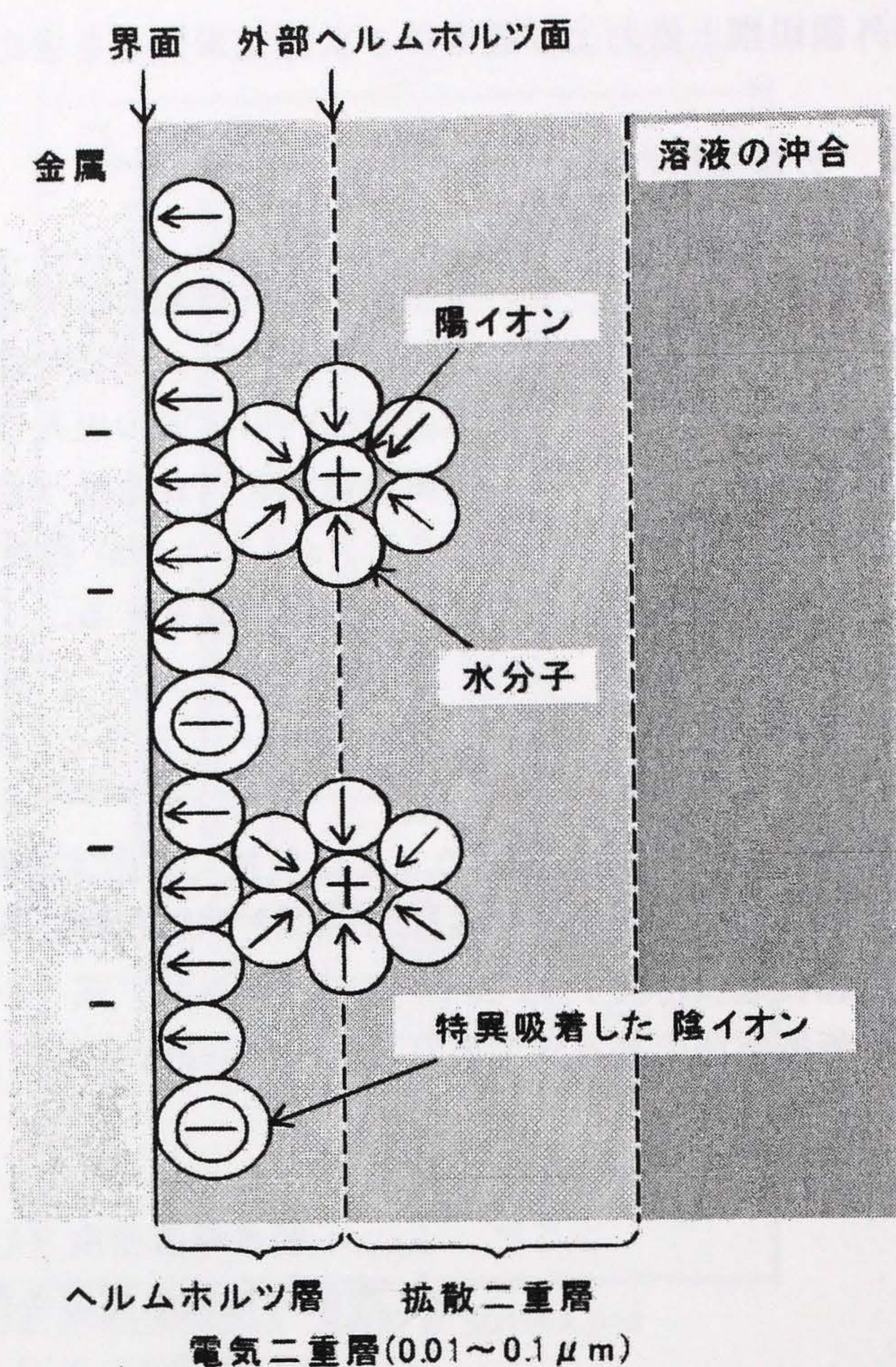


図 2-5 金属と溶液の界面の構造

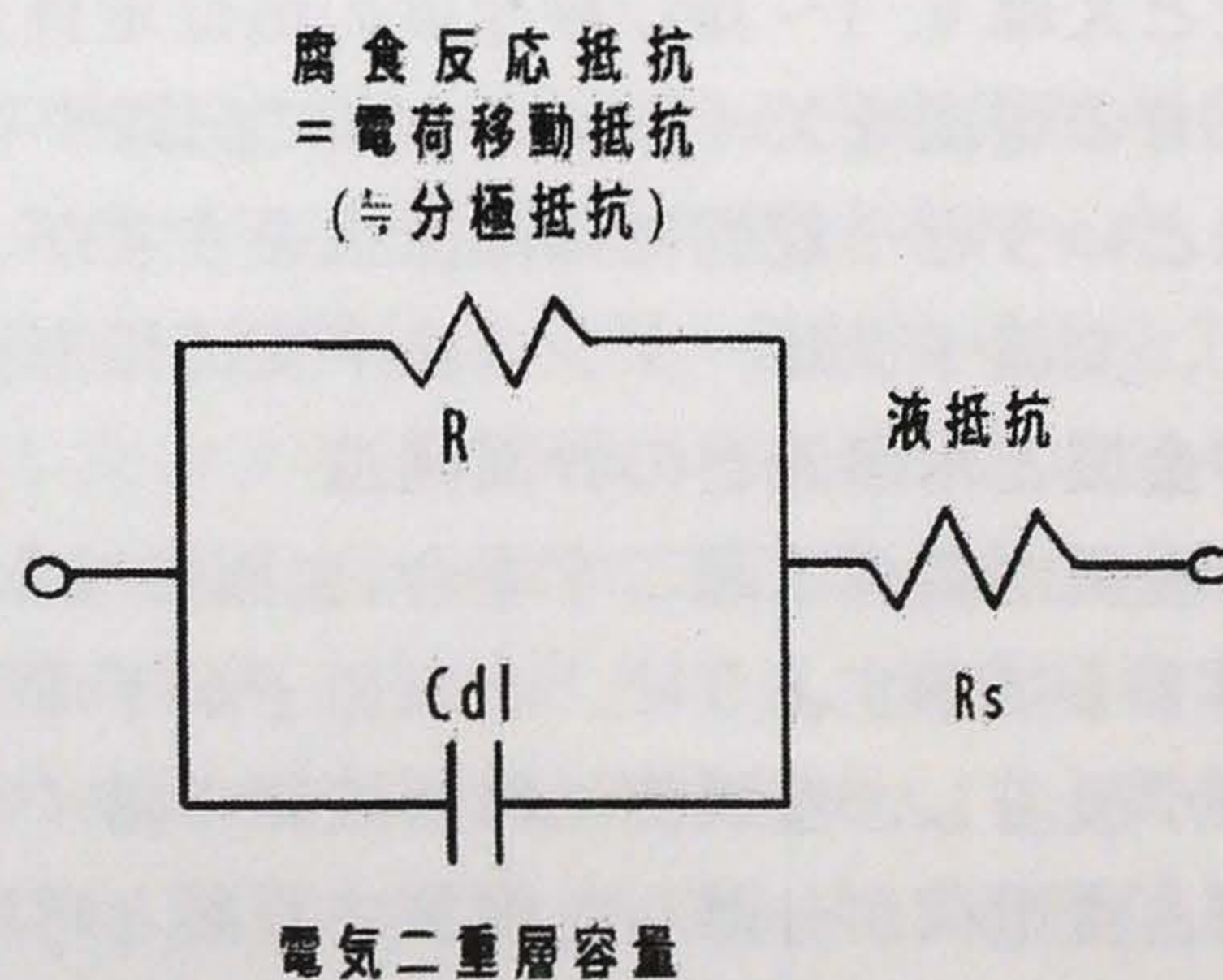


図 2-6 溶液中での金属腐食を表す等価電気回路モデル



なる交流電圧（または電流）を印如すると周波数により電流経路が異なるという回路の電気的特性を利用して図 2-6 中の腐食反応抵抗  $R$  を求めるものである。すなわち、 $Cd1$  がほとんど充電されないくらいの高周波の電流を流すと  $Cd1 \approx 0$  となり  $R_s$  が、十分充電されるくらいの低周波の電流を流す

と  $Cd1 \approx \infty$  となり  $R_s + R$  がそれぞれ測定されることから、これら高低 2 周波のインピーダンス値の差から  $R$  が求められる。

以上のように、直線分極抵抗法で求めた  $R$  には溶液抵抗  $R_s$  が含まれているのに対し、交流インピーダンス法（2 周波交流法）は分極抵抗に相当する腐食反応抵抗  $R$  と溶液抵抗  $R_s$  とを分離して同時に測定できるという利点を有している。なお、印如する高低 2 周波の電流の波形に矩形波を用いているのが矩形波電流分極法である。

コンクリート中の鉄筋腐食の場合、正確な  $R$  を測定しようとするれば容量成分が非常に大きいため、低い周波数としては 1mHz 程度（またはそれ以下）は必要である。しかし、測定に長時間を要することから、現実には作業上許される測定時間を考慮して、低い周波数としては 20~10mHz 程度までを選び、測定されたインピーダンス値から、周波数依存性を考慮して分極抵抗を求めることが多い<sup>9)</sup>。

#### 4) 分極抵抗の測定方法

コンクリート中にある鉄筋の分極抵抗には、通常図 2-7 に示すように、測定対象の鉄筋：WE と電位を測定するための照合電極：RE および電流を流すための対極：CE の三つの電極からセンサーと、電位や電流を制御しかつ測定するためのポテンショ／ガルバノスタット、関数発生装置、周波数応答解析装置を用いる。最近では、これらの機能を統合したポータブルタイプの計測器が実用化されている。

分極抵抗を求める際に最も不確かな点は被測定面積すなわち対極から流れ出した電流によって影響される鉄筋表面積の評価である。3 電極方式を適用する場合、数値解析からも電流線は対極真下の領域に集中しておらず、分散することが報告されている。鉄筋の被測定面積を限定・評価する方法として、第 4 の電極いわゆるガード極を持ったプローブ<sup>3)</sup>がある。これはセンター対極とガード極の 2 つの対極からコンクリート中の鉄筋を同時に分極し、センター対極に流れる電流のみを計測することによって被測定面積をプローブ直下の鉄筋に限定しようとするものである。

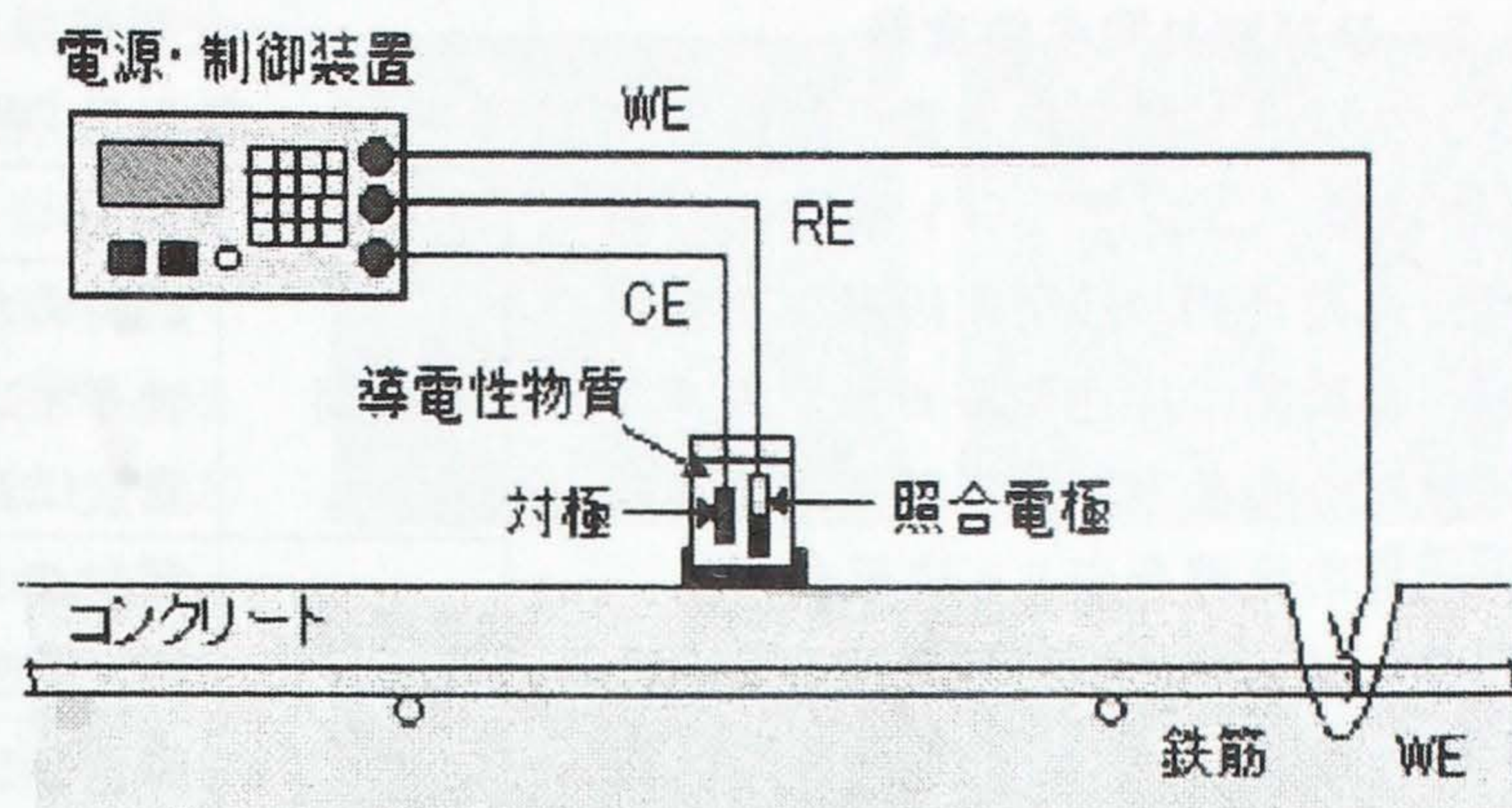


図 2-7 鉄筋の分極抵抗を測定するための計器の配置状況



### 2.3.2 ひび割れ発生腐食量

コンクリート標準示方書「維持管理編」<sup>3)</sup>には、コンクリート構造物の劣化は、建設当初から最終段階までを潜伏期、進展期、加速期、劣化期の4つに区分する考え方が示されている。各劣化過程の定義を表2-3に示す。

図2-8に、分極抵抗の経時変化を示す。暴露開始から材齢170日までは20~25kΩ・cm<sup>2</sup>の分極抵抗を示している。170日以降1400日までは気温の変動とともに変化するものの5~15kΩ・cm<sup>2</sup>の範囲にあり、明らかに暴露開始後170日以前より小さい。さらに、暴露開始後1400日以降の分極抵抗は最大でも5kΩ・cm<sup>2</sup>であり、暴露開始後1400日以前よりもさらに小さくなっている。材齢170日までは、貯留した10%の塩化ナトリウム溶液から供試体へ塩化物イオンが浸透している段階であり、先に述べた劣化段階の区分では潜伏期に相当すると考えられる。170日以降1400日までは鉄筋の腐食反応が進行する進展期、1400日以降はひび割れが発生した後であり、加速期と想定される。なお、この段階ではコンクリート表面にはひび割れは認められないが、断面観察に拠れば鉄筋腐食によるひび割れが明らかに認められる。劣化予測において進展期と劣化期の腐食速度を同じとして解析する場合も示されているが、本実験の範囲では腐食速度と密接に関連する分極抵抗は潜伏期と進展期で明らかに異なる。

分極抵抗が2段階変化した後、およそ半年間分極抵抗測定を継続し、材齢1400日以前の値と明らかに異なることが確認できたので、鉄筋を中心として採取した径50mmのコンクリートコアを、さらに所定の長さ分割し腐食量測定試料を得た。腐食測定用試料はそれぞれに1~4の番号を付して区分した。各分割試料の両端の目視観察結果を図2-9に示す。

No.1 試料では、いずれの端にもひび割れは認められない。No.2では、一端に鉄筋の腐食により生じたひび割れが認められる。No.3とNo.4は両方の端面にひび割れが認められる。いずれのひび割れも水平あるいは僅か下に凸に湾曲しており、鉄筋の直上には進展して

表2-3 各劣化期間の定義

劣化過程	定義
潜伏期	鋼材のかぶり位置における塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度に達するまでの期間
進展期	鋼材の腐食開始から腐食ひび割れ発生までの期間
加速期	腐食ひび割れ発生により腐食速度が増大する期間
劣化期	腐食量の増加により耐荷力の低下が顕著な期間

注) 腐食発生限界濃度は現在のところコンクリート標準示方書[施工編]では1.2kg/m<sup>3</sup>とされている。

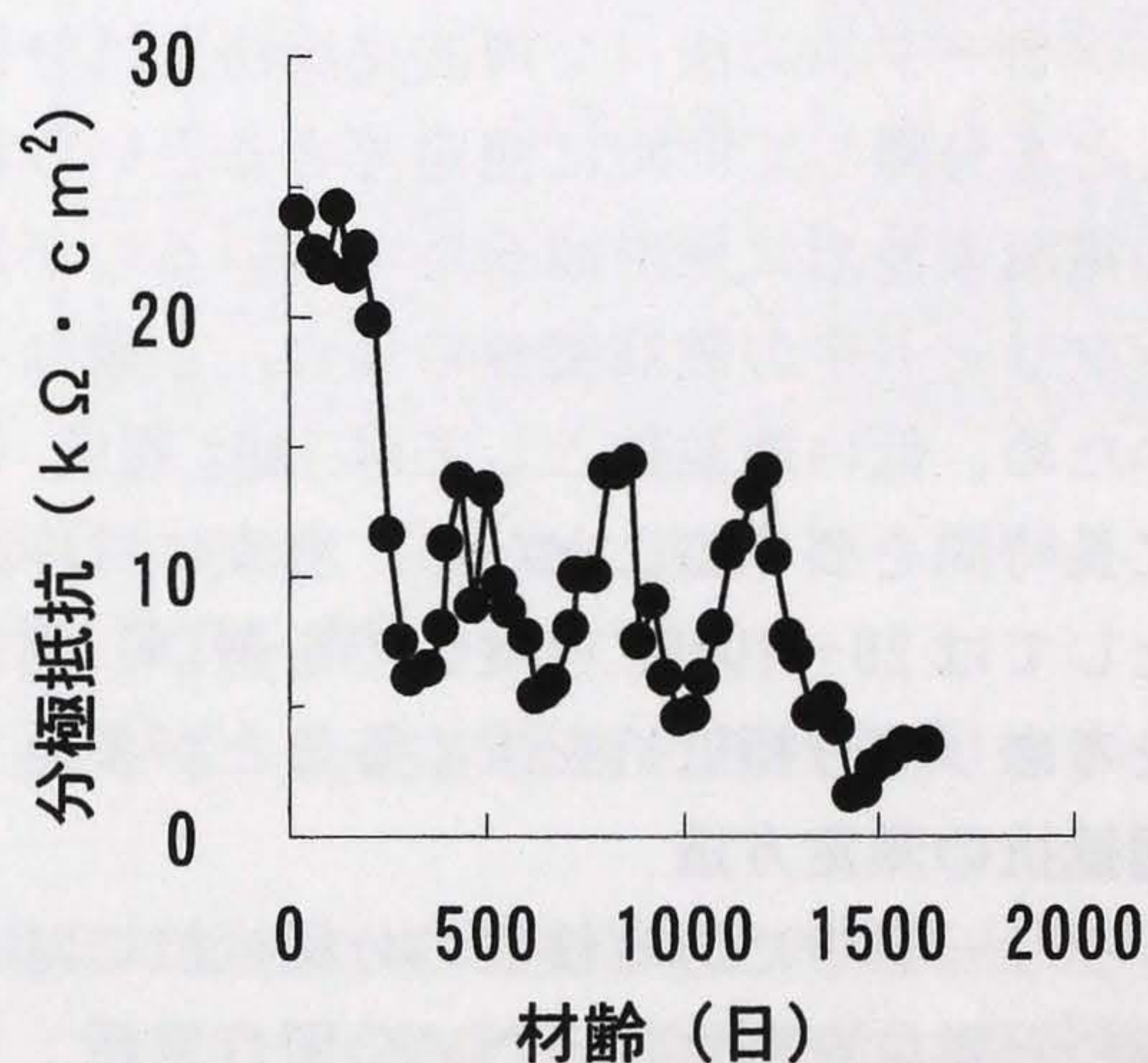


図2-8 分極抵抗の経時変化



いない。多くの実構造物の鉄筋腐食調査結果において、大きな浮きが生じているにもかかわらず、ひび割れは認められないあるいは認められても微細なクラックが1本程度である場合が多数認められる。従来、かぶり厚さ 20mm、鉄筋径 13mm、コンクリートの水セメント比 50%という設定では、腐食ひび割れは鉄筋とかぶりコンクリートの界面を起点とし表面に向かって進展するといわれているが、これとは異なって、まず最初は鉄筋かごに沿う水平のひび割れが生じると考えるべきである。鉄筋の直上に現れるのは、湾曲したひび割れで囲まれたコンクリート塊が下部からの鉄筋腐食によるさらなる膨張の継続のために曲げ破断した結果として生じたものと推察される。

次に、腐食量測定コアを割裂して鉄筋を取り出し、腐食による減量を測定した結果を表 2-4 に示す。なお、この表には、鉄筋表面積と単位鉄筋表面積あたりの腐食量も併せて示した。端面にひび割れが認められない腐食量測定コアNo.1 でも黒皮を考慮してもなお  $20.8\text{mg}/\text{cm}^2$  の腐食量がある。通常、ひび割れが生じるような劣化段階では、腐食が生じている領域は限定されていることから、単位鉄筋表面積あたりの腐食量ではなく、単位腐食面積あたりの腐食量で表現すべきであると考え、腐食面積を考慮して再計算した結果を表 2-5 に示す。端面にひび割れが認められた腐食量測定コアNo.2~4 の単位腐食面積あたりの腐食量は  $255\sim 281\text{mg}/\text{cm}^2$  の範囲にあり、単位腐食面積あたりの腐食量は単位鉄筋表面積あたりの腐食量に比べ変動が小さい。

ところで、上述の腐食量は腐食によるひび割れが発生したと考えられる材齢 1400 日の時点からおよそ 200 日間分極抵抗の変化を追跡した後の結果であるから、200 日分の腐食反応の進行量を差し引いて考える必要がある。この補正は継続して測定している分極

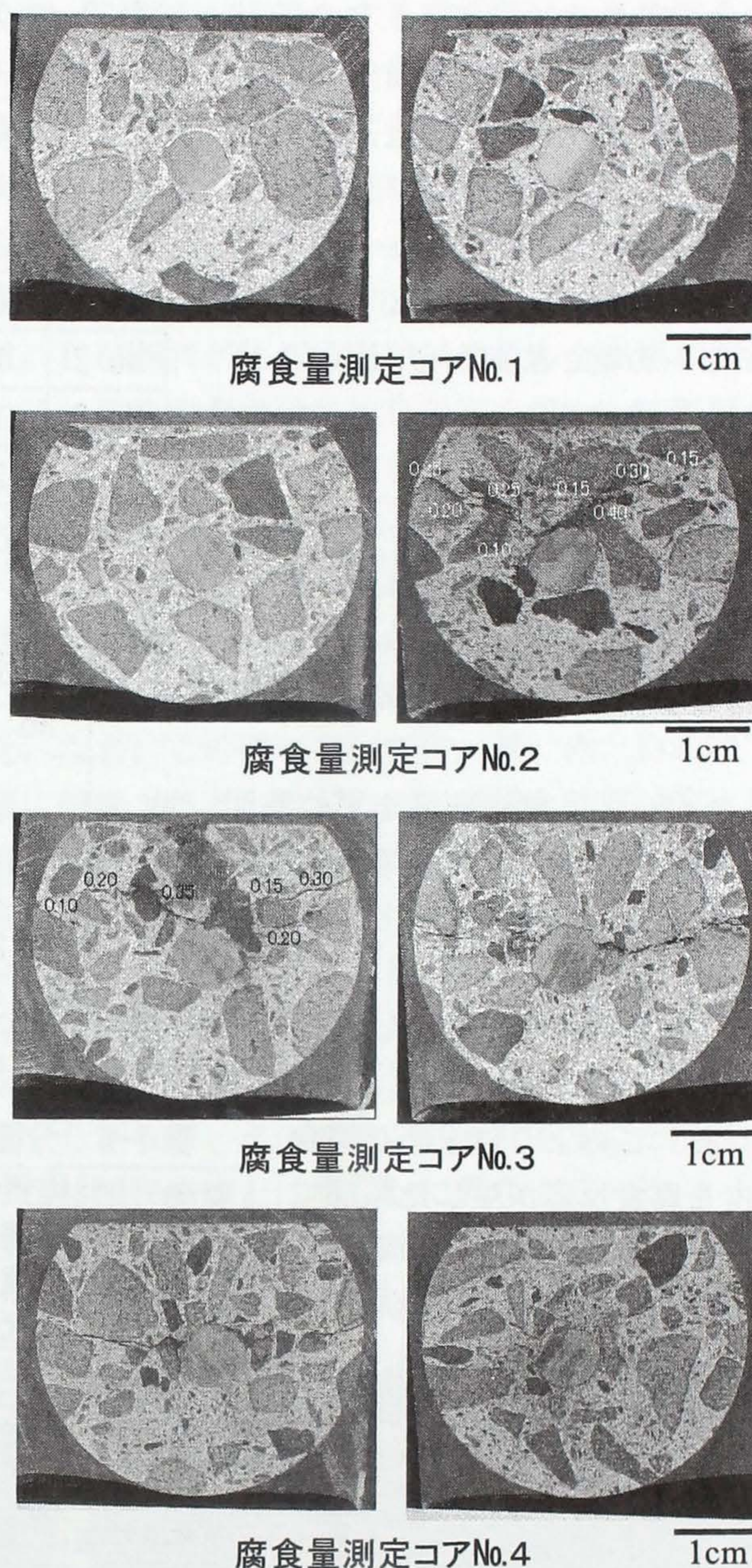


図 2-9 腐食量測定コアの端部のひび割れ発生状況



抵抗を腐食速度に換算し、この数値の積分値より求めた推定腐食量の値を参考にすることとした。腐食速度： $V$  ( $\text{g}/\text{cm}^2/\text{s}$ ) は、アノードの腐食電流密度はすべて  $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$  の反応によると仮定すると、ファラデーの第2法則から、式 (2-3) のように書ける。

$$V = m \times I_{\text{corr}} / z \times F \quad \cdot \cdot (2-3)$$

$m$ ：鉄の原子量 ( $=55.8 \text{ g}$ )

$z$ ：鉄のイオン価数 ( $=2$ )、

$F$ ：ファラデー定数 ( $=96500 \text{ coul/equiv}$ )

したがって、腐食速度を単位時間、単位面積当りの腐食量で表すと、 $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  という腐食電流密度は、

$$1 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 9.13 \text{ mg}/\text{cm}^2/\text{年}$$

となる。このように求めた腐食速度を腐食反応が生じた時間で積分すれば腐食量を求めることができる。これを腐食量を推定腐食量と記述した。なお、この値は単位鉄筋表面積あたりの腐食量である。腐食反応が生じ始めた時間については、分極抵抗の第一段階の変化が生じたときすなわち暴露開始後 170 日目とした。

以上の考え方に基づき求めた推定腐食量を表 2-6 に示す。材齢 1600 日の推定腐食量は実測値の平均値に比べ、およそ 30% 程度大きいことを考慮するために、材齢 1600 日の腐食量に占める材齢 1400 日の腐食量を腐食量比として求めた。この値は 0.627 である。この割合を材齢 1600 日の時点の腐食減量に乗じて、材齢 1400 日すなわち腐食によるひび割れが生じた段階の腐食量を算

表 2-4 腐食量の測定結果と鉄筋表面積あたりに換算した腐食量

試料 No.	腐食量 (g)	鉄筋全表面積 ( $\text{cm}^2$ )	単位鉄筋表面積あたりの腐食量 ( $\text{mg}/\text{cm}^2$ )
No. 1	0.34	16.32	20.8
No. 2	1.33	16.32	81.5
No. 3	1.89	16.32	115.8
No. 4	2.65	16.32	162.4

表 2-5 腐食面積の測定結果と腐食面積あたりに換算した腐食量

試料 No.	腐食面積率 (%)	腐食面積 ( $\text{cm}^2$ )	単位腐食面積あたりの腐食量 ( $\text{mg}/\text{cm}^2$ )
No. 1	17.5	2.86	119
No. 2	32	5.22	255
No. 3	42.2	6.89	274
No. 4	57.8	9.43	281

表 2-6 分極抵抗より求めた腐食量の推定値

材齢 (日)	分極抵抗の逆数の積分値より求めた推定腐食量 ( $\text{mg}/\text{cm}^2$ )	腐食量比	腐食速度 ( $\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$ )
170	0	0	0.0
1400	101	0.627	30.0
1600	161	1	99.1

注) 腐食量は、供試体に使用した長さ 20cm の鉄筋全表面積 ( $81.64 \text{ cm}^2$ ) あたりの平均腐食量である

表 2-7 ひび割れ発生時点 (材齢 1400 日) における腐食量の推定値

試料 No.	腐食量 ( $\text{mg}/\text{cm}^2$ )	
	材齢 1600 日	材齢 1400 日
No. 2	255 (81.5)	160 (51.1)
No. 3	274 (115.8)	172 (72.6)
No. 4	281 (162.4)	176 (101.8)
平均値	270 (119.9)	169 (75.2)

注) 腐食量は単位腐食面積あたりの腐食量、カッコ内は単位鉄筋表面積あたりの腐食量



出した。その結果は表 2-7 に示すとおりで、ひび割れが発生する腐食量は、単位腐食面積あたり  $170\text{mg}/\text{cm}^2$  (No.2~4 の平均値) と推定した。なお、進展期と劣化期の腐食速度が明らかに異なることは先に述べたが、本実験の範囲では、劣化期の腐食速度は、進展期のおよそ 3 倍の値を示している。本実験から得られたひび割れ発生腐食量は、コンクリート標準示方書にひび割れ発生腐食量として記載されている  $10\text{mg}/\text{cm}^2$  とは大きく異なる<sup>3)</sup>。この点について、以下に検討する。この値は、鉄筋の全表面積あたりの腐食減量で整理されている。しかし、ここでは、ひび割れが入る段階では鉄筋の全表面が腐食していることはないという事実に基づいて、単位腐食面積あたりの腐食量として整理した。このことが従前の考え方と異なる。また、松島ら<sup>4)</sup>は、ひび割れ発生時の腐食量として、 $25\sim 75\text{mg}/\text{cm}^2$  の値を解析結果から導いている。この理由として、鉄筋とコンクリート界面の空隙の存在を指摘している。錆がこの空隙を埋める腐食量が必要であり、このため腐食ひび割れが発生する腐食量は大きくなるとしている。

図 2-10 には、断面観察用に分割したコアの研磨面の外観を示す。また、図 2-11 には、錆層の鉄元素の 2 次元元素分布を示した。なお、この図において青、緑、赤、白の順で濃度が高いことを示す。鉄筋断面を詳細に観察すると、錆が占める領域と鉄筋が溶出した領域はほぼ同一である。アルカリ環境下で鉄筋が腐食する場合、コンクリートの細孔溶液中に溶解している鉄イオンが酸化されて錆が生成する反応は、コンクリートが中性化して pH が 10 以下の中性環境に比べて遅い。したがって、鉄筋が溶解してもすぐに錆にはならないので、鉄筋が溶解した部分は錆が生成してコンクリートにひび割れが生ずるまでの過程では空隙と見なしうる。松島ら<sup>4)</sup>の言う空隙とはこの部分と推察される。これは、一断面の観察結果であり、今後さらなるデータの蓄積が必要であることはいうまでもない。しかし、従来の錆生成に伴う体積膨張率とは明らかに異なっている。

以上から、ひび割れ発生腐食量の算出の仕方、空隙の存在、錆の体積膨張率の仮定値が異なることが原因で従来示されてきたひび割れ発生腐食量とは異なる結果となったも

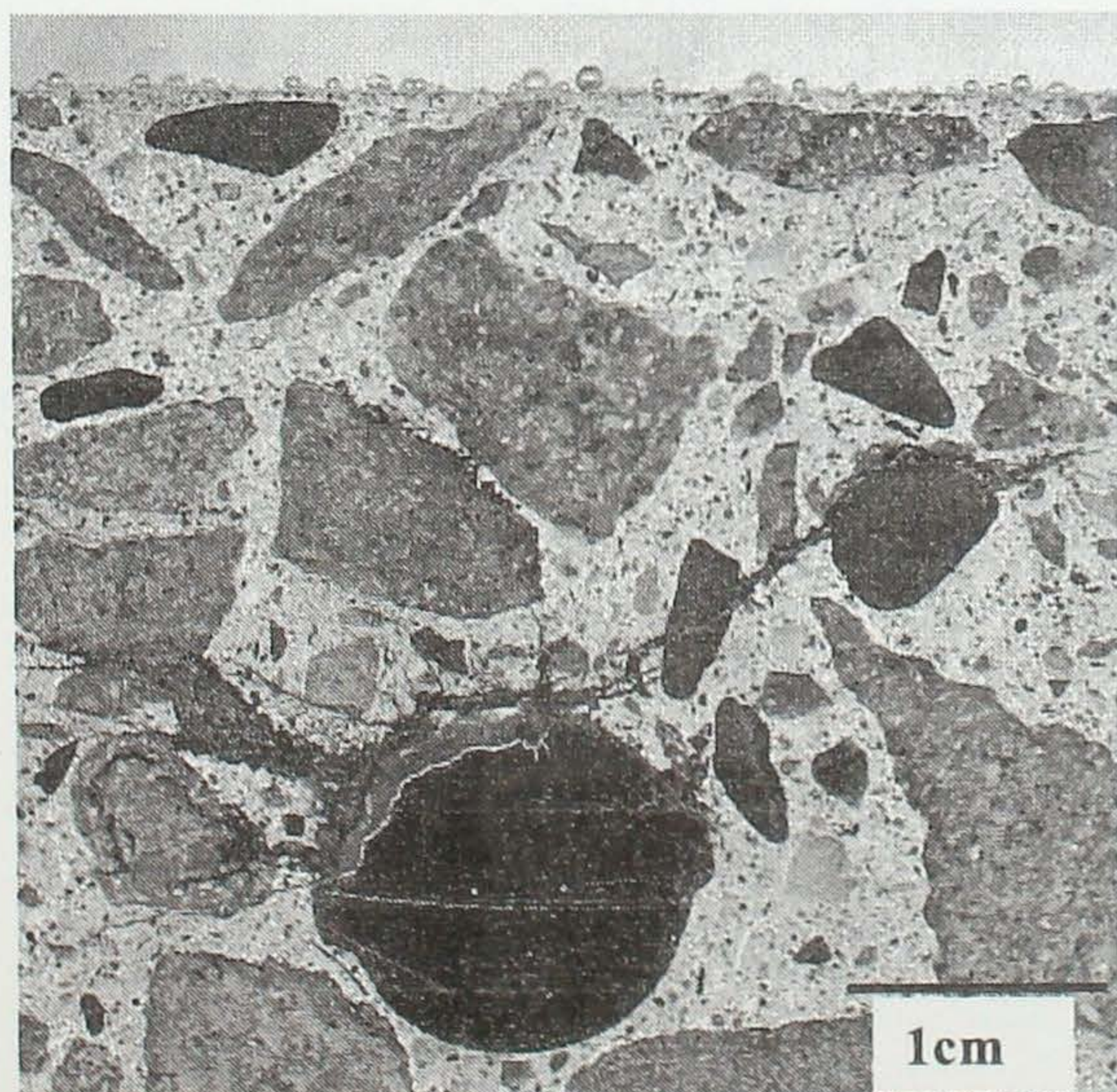


図 2-10 錆層とひび割れの生成状況

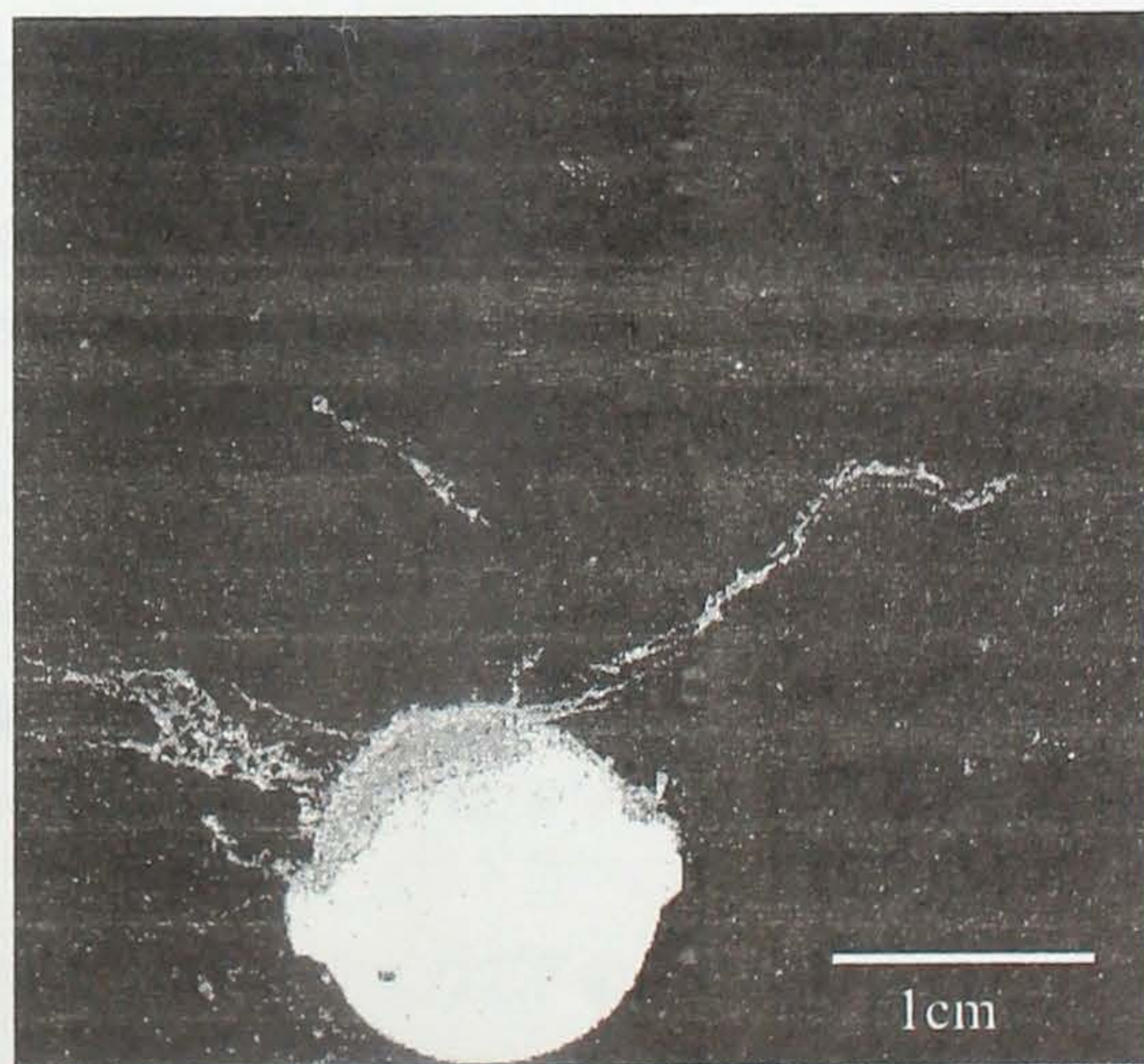


図 2-11 錆層の鉄元素の 2 次元元素分布



のと推測される。

### 2.3.3 ひび割れ発生腐食量の検証

次に、実験で得られたひび割れ発生腐食量の妥当性を検証する。ここで用いる腐食速度については、表 2-6 に示した値  $30\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$  を用いることとする。この腐食速度が得られた試験条件すなわち供試体上に 10% の塩化ナトリウム水溶液を貯留するという試験条件は、海水が飛散する飛沫帯と同程度の環境条件と考えられ、鉄筋腐食に対して最も厳しい環境である。この  $30\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$  という腐食速度を使ってひび割れ発生腐食量を検証する。この環境に設置されたコンクリート構造物に鉄筋腐食によるひび割れが認められるのは、早くても数年間経過後であることはよく経験されている。この腐食速度とひび割れ発生腐食量  $10\text{mg}/\text{cm}^2$  を用いた場合、新設後僅か 4 箇月程度で鉄筋腐食によるひび割れが生じることになる。しかし、実験で得られたひび割れ発生腐食量  $170\text{mg}/\text{cm}^2$  を用いれば、仮に  $30\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$  で鉄筋腐食が進行してもひび割れが生じるまで 5.6 年を要することになり、従来から経験している事実と概ね符合する結果が得られる。

### 2.3.4 剥離・浮きが発生する腐食量

これまで検討したひび割れ発生腐食量は 1 本の鉄筋の腐食量について着目している。1 本の鉄筋が腐食してひび割れ発生腐食量に達したとき、かぶり厚さが 20mm 以下で薄ければ、ひび割れの方向は鉄筋と水平ではなくある角度（およそ  $30^\circ$  の方向）に向いている。このときの変状形態は「剥離」に相当すると考えられる。

以上から、かぶりが薄い場合における単位腐食面積あたり  $170\text{mg}/\text{cm}^2$ （単位鉄筋表面積あたりでは  $75.2\text{mg}/\text{cm}^2$ ）の腐食量は剥離にいたるひび割れが生ずる腐食量と言える。ひび割れ発生腐食量： $W_r(\text{mg}/\text{cm}^2)$  は、かぶりが大きくなるほど大きく、また鉄筋径が大きくなるほど小さくなることは例えば鳥取の研究<sup>5)</sup>から明らかにされている。いま、

$$W_r = K_1 \times (C/\phi) \cdots \cdots (2-4)$$

と仮定すると、かぶり： $C$  は 20mm、鉄筋径： $\phi$  は 13mm であるから、実験の結果から  $W_r$  は、

$$W_r = 75.2 = K_1 \times (20/13) \cdots \cdots (2-5)$$

と記述され、比例定数： $K_1$  は 48.8 となる。

ゆえに、

$$W_r = 48.8 (C/\phi) \cdots \cdots (2-6)$$

次に、実験結果から、浮きが生ずる場合の腐食量について検討する。浮きは  $30\text{cm}^2$  の範囲が浮いたときとし、より具体的には隣り合う鉄筋をつなぐように鉄筋籠の鉄筋面に



沿って水平に生じた場合を考える。

実験によれば、1400 日目から 1600 日までの間に腐食量の増加分： $W_s(\text{mg}/\text{cm}^2)$ は  $44.7\text{mg}/\text{cm}^2$  である。この増加分により生じたひび割れの長さ： $L$ は図 2-9 よりコア径とほぼ同じ 48mm である。このひび割れの長さを鉄筋径で除した値： $L/\phi$ は、3.7 となる。 $L/\phi$ と腐食量の間には直線的な相関が成立すると仮定すれば、

$$W_s = K_2 \times (L/\phi) \dots \dots \dots (2-7)$$

となり、 $L/\phi$ が 3.7 のとき、 $W_s$ は、

$$W_s = 44.7 = K_2 \times (48/13) \dots \dots \dots (2-8)$$

と記述され、比例定数  $K_2$ は 12.1 となる。ゆえに、

$$W_s = 12.1 \times (L/\phi) \dots \dots \dots (2-9)$$

となる。ここで、生じたひび割れの左右の長さは鉄筋を中心にほぼ同じ長さである。また、隣り合う鉄筋までの長さのひび割れが生じればひび割れはつながるものとする。隣り合う鉄筋までひび割れが繋がった時を浮きの発生と考えれば、浮きが発生するまでの腐食量： $W_u(\text{mg}/\text{cm}^2)$ は、

$$W_u = W_r + W_s = 48.8 \times (C/\phi) + 12.1 \times (L/\phi) \dots \dots \dots (2-10)$$

となる。

## 2.4 まとめ

鉄筋腐食により劣化しているコンクリート構造物計 46 箇所につき、ひび割れ、剥離、浮き等の変状を調査し、これらの変状とかぶり厚さ、鉄筋間隔、鉄筋径の関係を調べた。さらに塩分が外部からの塩化物イオンの拡散浸透によりコンクリートに導入されて鉄筋が腐食した大型供試体を用いてひび割れ発生時あるいは浮き・剥離発生時の腐食量を実験により検証した結果、以下のことが判った。

- (1) 鉄筋が腐食した場合に構造物に現れる最初の変状として「ひび割れ」が認識されているが、明らかに鉄筋腐食によるひび割れであると認識可能なひび割れが生ずる以前に、剥離や浮きが生ずることがある。
- (2) かぶり厚さ(mm)： $C$ を鉄筋径(mm)： $\phi$ で除した  $C/\phi$ が 1.3 以下の場合には剥離、それ以上では浮きが生じている。
- (3) 鉄筋腐食によるひび割れは、腐食量が  $10\text{mg}/\text{cm}^2$  では生ぜず、単位腐食面積あたりの腐食量としてひび割れ発生腐食量を整理すると、 $170\text{mg}/\text{cm}^2$  (鉄筋表面積あたり  $75.2$



mg/cm<sup>2</sup>) となる.

(4) ひび割れ発生腐食量170mg/cm<sup>2</sup>を海洋構造物の劣化と比較して検証した結果, 実構造物の劣化事例と概ね符合する.

(5) ひび割れ発生後の腐食速度は発生前の約3倍に増大する.

(6) 剥離が発生する腐食量:  $W_r$ (mg/cm<sup>2</sup>)は, 次式で表される.

$$W_r = 48.8 \times (C/\phi)$$

ただし,  $C$ : かぶり (mm),  $\phi$ : 鉄筋径 (mm)

(7) 浮きが発生する腐食量:  $W_u$ (mg/cm<sup>2</sup>)は, 次式で表される.

$$W_u = W_r + W_s = 48.8 \times (C/\phi) + 12.1 \times (L/\phi)$$

ただし,  $C$ : かぶり (mm),  $L$ : 鉄筋間隔 (mm),  $\phi$ : 鉄筋径 (mm)

#### 参考文献

- 1) 堤知明, 松島学, 村上祐治, 関博: 腐食ひび割れの発生機構に関する研究, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp. 159-166, 1996.
- 2) 横田優: 埋設電極によるコンクリート中の鉄筋腐食モニタリング, 第2回コンクリート構造物の補修・補強アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol. 2, pp. 333-338, 2002.
- 3) 土木学会: 2001年度制コンクリート標準示方書[維持管理編], 2001.
- 4) 松島学, 関博, 横田優: 鉄筋腐食によるひび割れモードのモデル, 土木学会第57回年次学術講演会講演要旨集, 第5部, pp. 1123-1124, 2002.
- 5) 鳥取誠一: 鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測, 京都大学学位請求論文, 2002.
- 6) 岡本監修, 松田, 松島共訳: 腐食反応と制御(第3版), 産業図書, pp. 411-416, 1989.
- 7) Stern M. and Geary A. L.: A Theoretical Analysis of Shape of Polarization Curves, Journal of the Electrochemical Society, Vol. 104, No. 1, pp. 56-63, 1957.
- 8) 土木学会: コンクリート委員会腐食防食小委員会報告 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向, コンクリート技術シリーズ No. 26, pp. 133-141, 1997.
- 9) 佐野昌明, 宮川豊章, 小林和夫: 分極抵抗を用いたコンクリート中鋼材腐食モニタリング, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第5部, pp. 33-34, 1984.



### 第3章 鉄筋の現状腐食量の測定と腐食速度の推定

#### 3.1 はじめに

既設コンクリート構造物の劣化予測を行うためには、その時点での鉄筋腐食量（現状腐食量）を把握する必要がある。維持管理マニュアル<sup>1)</sup>では、実構造物から鉄筋を切断して採取し、錆を除去した後の質量を測定し、これを元の鉄筋の質量から差し引くことで、腐食量を求める方法が記載されている。しかし、鉄筋を切断することは極力避けたいため、鉄筋の周りに樹脂を流し込み、鉄筋の型を取り、その型を用いてレプリカを作製することで鉄筋の腐食量を求める方法を検討した。

また、腐食反応が生じているか否かは自然電位で判断することができる。自然電位から目視による鉄筋腐食度、腐食面積と概略の腐食量を求める方法についても検討した。さらに、鉄筋腐食によるコンクリートの劣化予測を行うためには、鉄筋の腐食速度を把握することが不可欠である。コンクリート中の鉄筋の腐食速度の非破壊的検知法としては、分極抵抗という電気化学的特性値を活用する方法がある。技術的には実験室レベルであるとされているものの、唯一つの手法であるという理由により実構造物に対する適用例も散見される。しかし、この方法は、浮きや大きなひび割れがある箇所、コンクリートが極端に乾燥している箇所、中性化深さが大きい箇所については計測自体ができない。たとえ、測定値が得られた場合であっても測定値から推測される腐食状態と実際の腐食状況が一致しない場合もあり、いかなる場合に対しても適用できるものではない。ここでは、腐食速度とコンクリートの品質や状態との関係を調べ、腐食速度を算出する方法について検討した結果を述べる。

#### 3.2 現状腐食量の測定方法

表 3-1 に全体的に面錆で一部が断面欠損している鉄筋と、鉄筋のおよそ半分が断面欠損している鉄筋について、通常の計量法とレプリカ法により腐食量を測定した。

レプリカ法で測定した質量減少率は、通常の計量法との差が 1%以内であり、この方法により鉄筋の腐食量を測定できることを確認できた。

表 3-1 通常の計量法とレプリカ法により測定した腐食量

鉄筋の状態	全体的に面錆で一部が断面欠損している鉄筋	鉄筋のおよそ半分が断面欠損している鉄筋
採取鉄筋の質量	157.35g	54.23g
採取鉄筋の質量減少率	4.57%	55.30%
レプリカ(擬似鉄筋)法の質量	23.56g	6.34g
レプリカ法の質量減少率	4.58%	54.89%
レプリカ法の誤差	0.2%	-0.7%



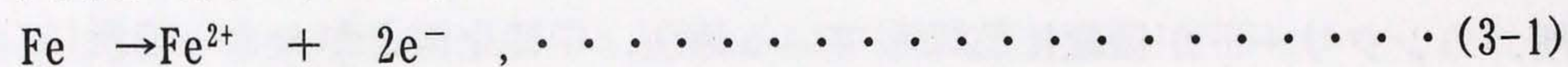
### 3.3 自然電位を用いる鉄筋腐食度推定法の検討

#### 3.3.1 自然電位法について

##### (1) 自然電位法の原理

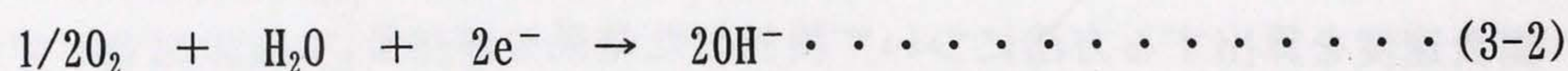
コンクリート中の鉄筋は強アルカリ性雰囲気中にあるために、pHが7程度の中性の水溶液中の鉄の腐食とはその発生のメカニズムは異なると考えねばならない。まず、中性の水溶液中における腐食について見てみる<sup>1)</sup>。鉄板を水溶液に浸漬すると腐食するが、このメカニズムとして局部電池作用が考えられている。鉄板の表面は一見均一に見えてもミクロ的には合金中の異相、転位、ステップ、キンク、結晶粒界、不純物の偏析、すべり帯など原子配列が乱れている箇所が多数存在する。このように規則正しく配列していない原子は、結晶格子中の規則正しく配列した安定な原子に比べて一種の励起状態にある。鉄板表面の原子配列の不規則な領域を鉄のイオン化が生ずるアノード、その周囲の原子が規則正しく配列している領域を酸素の還元反応が生ずるカソードとする顕微鏡サイズのミクロな腐食電池が形成されるために、鉄板上で腐食が進行する。この時のアノード反応とカソード反応は以下のとおりである。なお、アノード反応とカソード反応の標準電極電位、 $E_a$  および  $E_c$  も併せて示す。

・アノード反応（鉄のイオン化の反応）



標準電極電位,  $E_a$ : -410mV vs. SHE

・カソード反応（溶存酸素の還元反応）



標準電極電位,  $E_c$ : 401mV vs. SHE

・全体の反応



ここで、鉄板に、例えば銅板を接続すると、鉄板上で生じていたカソード反応（酸素の還元反応）は銅板上で生ずることになり、アノード反応とカソード反応が生ずる箇所は固定されているので、目視のレベルで明確に区分される。このように異種金属が接触して生じた腐食電池はマクロセルと表現される。マクロセルは、異種金属が接触する場合のほかに、活性態と不働態電池の間で腐食電池が形成される場合、酸素やアルカリなどの濃度が異なる領域の間で腐食電池が形成される場合がある。なお、酸素の濃度差による場合を特に通気差電池と呼ぶ。いずれも、アノード反応とカソード反応が生じている領域が明確に目視レベルで区分される場合、マクロセルが生じて腐食反応が進行していると表現する。

一般にコンクリートの空隙中の水分は多くの水酸化アルカリを含む飽和水酸化カルシウム溶液として存在しており、そのpHは12.5以上である。このような強いアルカリ性環境のもとでは、鉄はその表面に不動態皮膜と呼ばれる、20~60Å厚の水和酸化物



( $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ) からなる薄い酸化皮膜を形成し、不動態化している。この不動態も均一でなく、欠陥や弱部がある。アルカリ成分の溶出や中性化によってコンクリートのアルカリ度が低下したり、あるいはコンクリート中にハロゲンイオン( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Br}^-$ ,  $\text{I}^-$ )、硫酸イオン( $\text{SO}_4^{2-}$ ) または硫化物イオン( $\text{S}^{2-}$ ) などの陰イオンが混入すると、これらは不動態皮膜の弱部に選択的に吸着(図 3-1)し、局部的に不動態を破壊する。この部分をアノード、アノードの周囲の未だ不動態化している領域をカソードとし、それぞれ

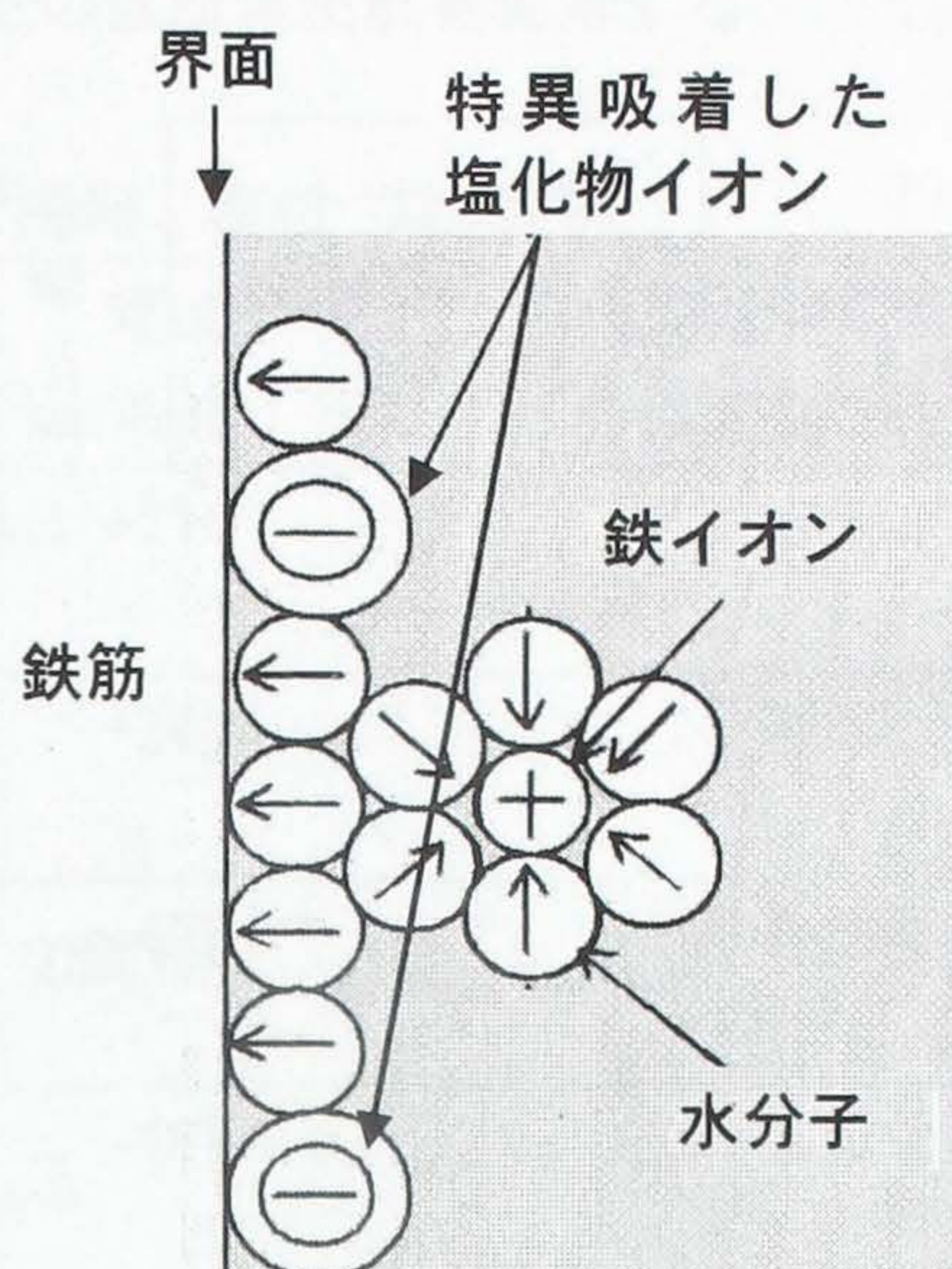


図 3-1 金属に吸着した塩化物イオン

(3-1) 式および (3-2) 式の反応が進行して、図 3-2 に示すように腐食電池が形成されて、腐食反応は進行する。コンクリート中の鉄筋腐食の初期段階ではアノード反応が生ずる箇所とカソード反応が生ずる箇所を明確に目視レベルで区分できると考えられることから、マクロセルによる腐食という言葉が用いられている。

## (2) 腐食反応と電気化学的特性値

図 3-3 は自然電位と腐食電流との関係を説明するために、ある条件下にある金属のアノードおよびカソードの両反応の様子をモデル化した仮想の分極曲線（電位—電流曲線）を示したものである。 $E_a$  および  $E_c$  はそれぞれアノード反応およびカソード反応の平衡電位である。式(3-1) および (3-2) に示す鉄の腐食反

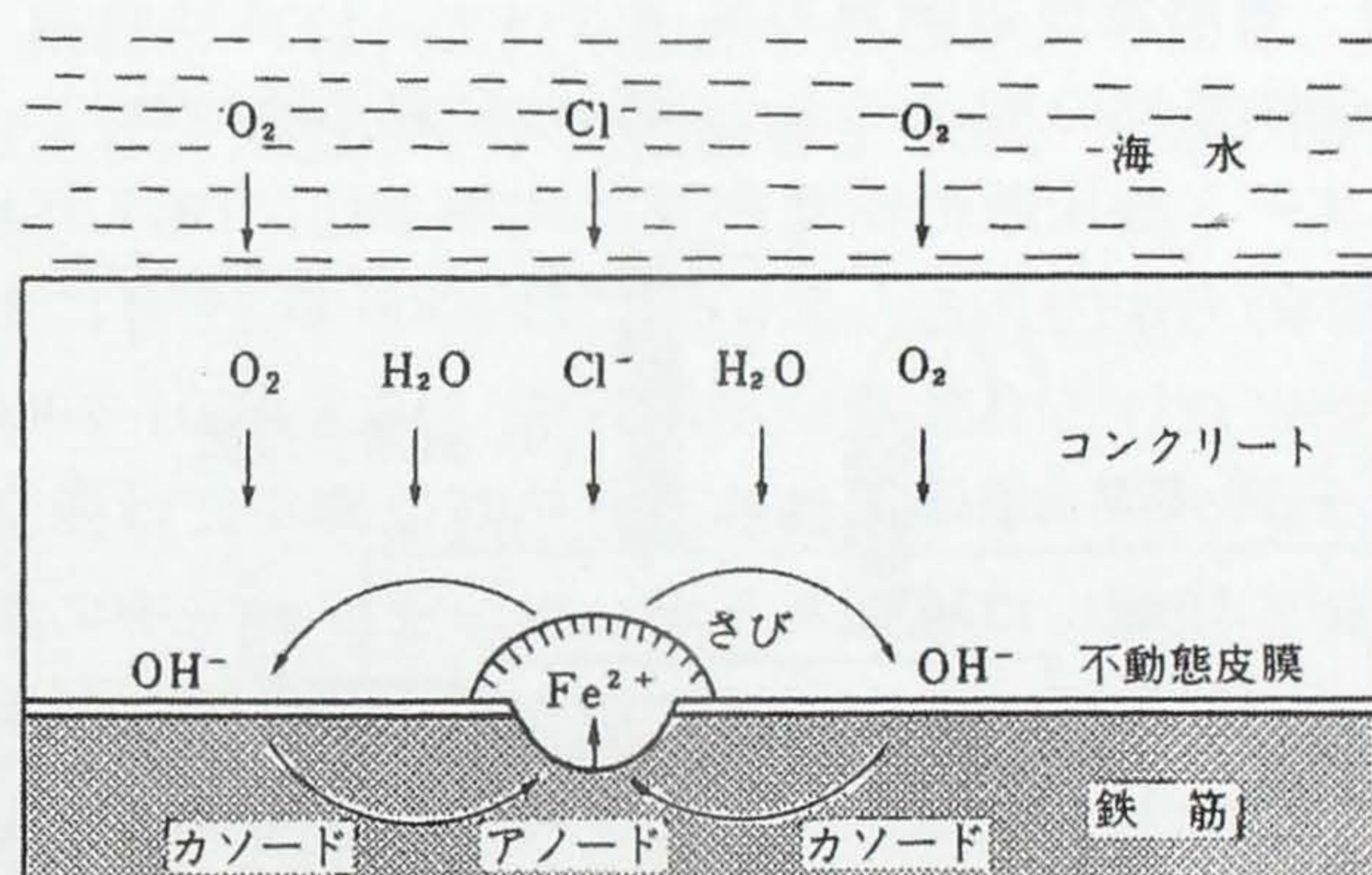


図 3-2 腐食電池作用

応の場合、温度 25℃、溶質の活量 1（電解質溶液のモル濃度  $1\text{M}=1\text{mol/L}$ ）の時の平衡電位（標準電極電位）は標準水素電極を基準にすると、それぞれ  $-410\text{mV}$  および  $+401\text{mV}$  である。両分極曲線の交点 P の電流： $I_{\text{corr}}$  で腐食が進行し、その時の電位が自然電位で  $E_{\text{corr}}$  と表示される。

一方、鉄筋が不動態状態にある時はアノード反応が抑制されてバランスする点は  $P'$  となる。この時の腐食電流は極めて小さく腐食速度は無視できるほどであり、電位は  $E_p$  となり、 $E_{\text{corr}}$  と比べて高い値を示す。このように、 $E_p$  と  $E_{\text{corr}}$  の違いに着目して、コンクリート表面で測定される鋼材の自然電位を測定することによって、腐食の可能性



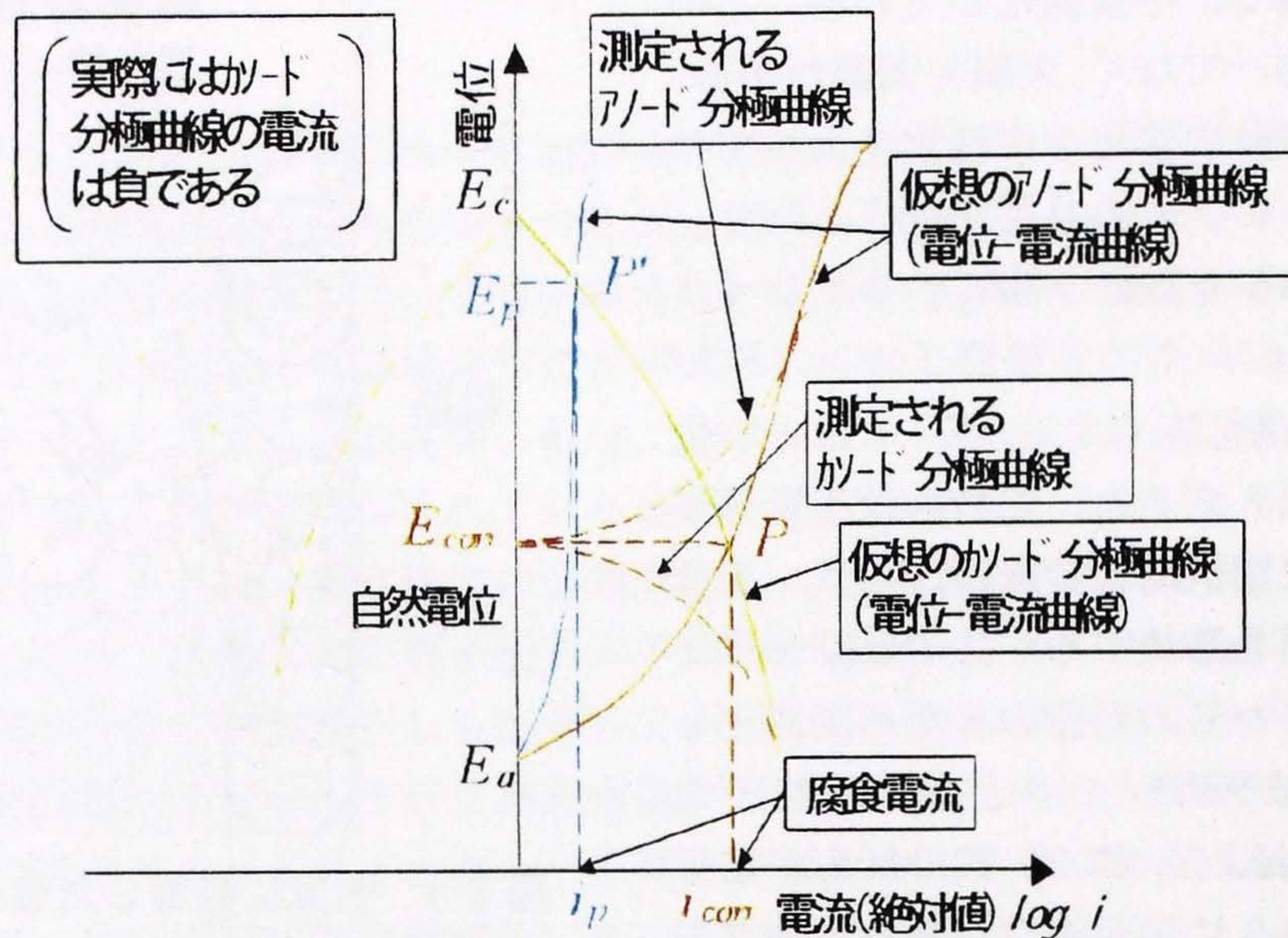


図 3-3 仮想的なアノード分極曲線、カソード分極曲線と自然電位、腐食電流の関

の有無を判定するのが自然電位法である。

### (3) 自然電位の測定方法

自然電位の測定による鋼材の腐食診断技術は、アメリカで 1950 年代にはじめてコンクリート橋床版の腐食調査に利用され、1977 年に ASTM 規格として標準化された電気化学的方法である。我が国では 2000 年 12 月に土木学会規準として「コンクリート構造物における自然電位測定方法 (JSCE-E601-2000)」が制定されている。

コンクリート中の鉄筋の自然電位測定には照合電極と電位差計が使用される。照合電極の種類には種々あるが、コンクリート中の鋼材の自然電位測定には、飽和硫酸銅電極、飽和カロメル電極、飽和塩化銀電極、鉛電極などが用いられる。形状はいずれも簡型をしている。照合電極は、参照電極、比較電極、基準電極などと呼ばれることもあるが、いずれも同じ意味である。ただし、標準電極は標準水素電極のことを指し、その電位を基準値 0V としている。照合電極とは標準水素電極に対する電位が既知であって、かつ、環境によらず電位が安定しているという特性をもった電極をいう。別な言い方をするならば、照合電極は、自然電位を測定するとき、腐食回路を構成する対極として使用されるが、微小な電流が流れても電位がほとんど変化しないという特性をもった電極である。表 3-2 に 25℃での飽和硫酸銅電極電位を基準にした各種照合電極電位を示す。なお、25℃での飽和硫酸銅電極の標準水素電極に対する電位は +316 mV vs. SHE である。

また、現場測定を効率良く行うため、4～8 個の照合電極を並べた装置や照合電極とホイールを組合わせた回転式の装置が市販されている。

一方、電位差計としては電流をできるだけ流さずに電位差を計測するのが望ましい



ので、入力抵抗が 100MΩ以上、分解能が 1mV 以下の直流電圧計を使用する。

表 3-2 照合電極の種類と電位

電極	電解液	電位 (mV vs. SHE), 25°C	飽和硫酸銅電極基準 への換算値 (mV)
飽和硫酸銅 電極 (CSE)	飽和硫酸銅	+316	
飽和カロメル 電極 (SCE)	飽和塩化カリウム	+242	-74 を加える
飽和塩化銀 電極	飽和塩化カリウム	+196	-120 を加える
鉛照合電極	水酸化カルシウム+硫酸カ ルシウム (固体)	-483	+799 を加える

注) 電極の欄のカッコ内の記号は略称、電位の欄の SHE は標準水素電極

3. 3. 2 自然電位の変動と補正

(1) 実験方法

自然電位に影響を与える因子として、宮川<sup>2)</sup>は含水率と中性化深さおよび塩分を取り上げ、変動の方向について検討を加え、含水率と中性化深さは貴に、塩分の含有は卑に変動させることを指摘している。松村ら<sup>3)</sup>は、これらの他に鉄筋かぶり深さ、水セメント比、鉄筋の初期状況等を取り上げ、水セメント比は影響するが、かぶり深さや鉄筋の初期状況による違いは小さいことを明らかにしている。

塩害による鉄筋腐食は水セメント比が高い場合に生じやすいことを想定し、この場合の表層部の含水率(以下、とくに断らない限り、含水率は表層部の値をいう)と中性化深さの影響を把握することを目的として、表面および鉄筋近傍での自然電位を測定した。この実験に用いたコンクリート供試体は、図 3-4 に示すように鉄筋と鉛照合電極を埋め込んだものであり、寸法 100×100×400mm、使用鋼材はφ13×220mm、かぶり厚さは 40～45mm とした。単位セメント量は 300kg/m<sup>3</sup>、水セメント比は 65%である。塩化物イオン量はセメント量に対して 1% (3kg/m<sup>3</sup>) となるよう練り混ぜ水に塩化ナトリウムを加えた。コンクリートを型枠に打設した翌日に脱型し、7 日間水中養生後、電位測定実験用供試体とした。

最初に、含水率と自然電位の関係を調べた。含水率は、水中養生後、空气中に放置して乾燥させることにより変化させた。所定期間乾燥させた後、含水率をケット科学

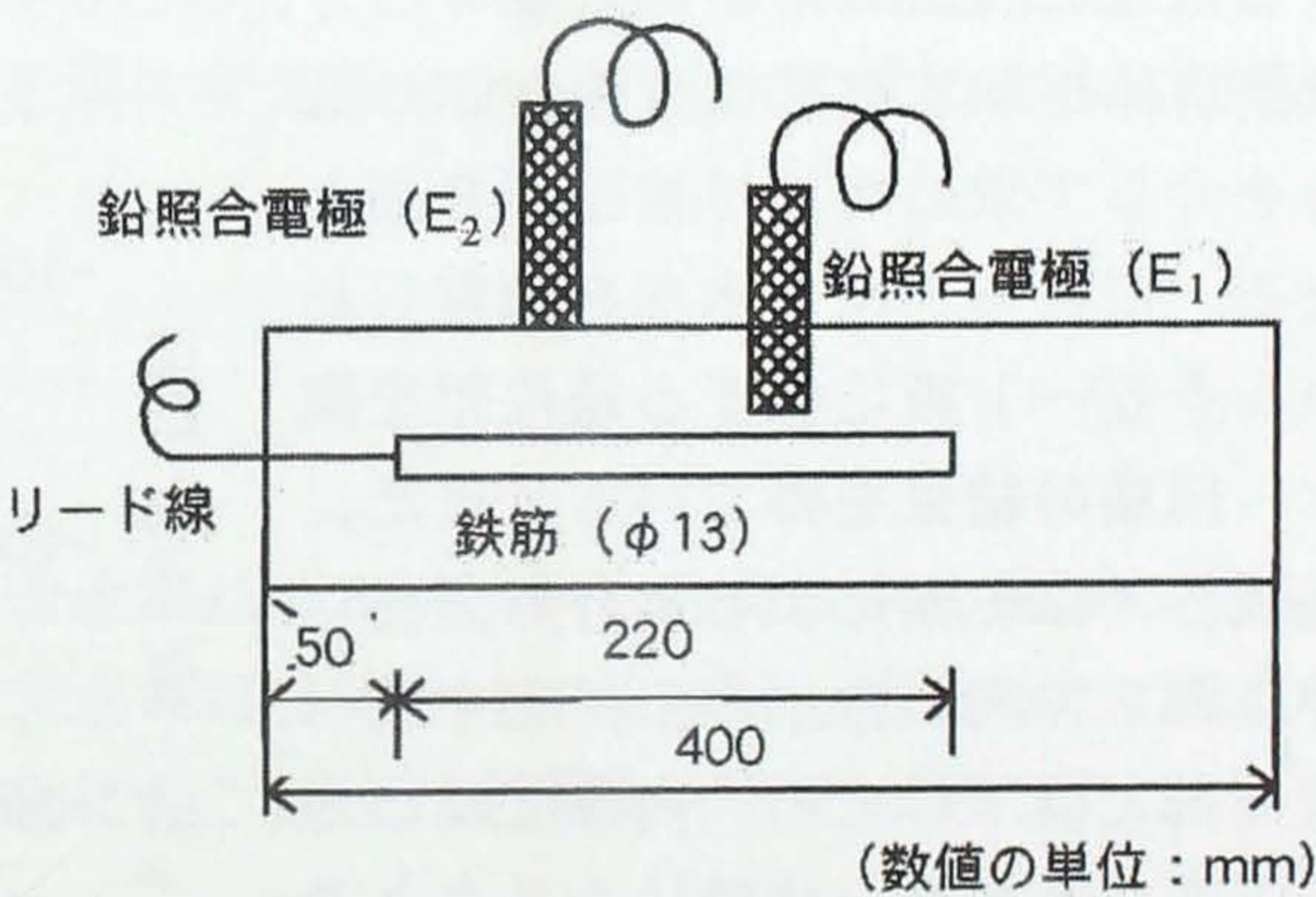


図 3-4 コンクリート供試体



製高周波容量式水分計 (HI-500) により測定した。自然電位は、TR-01 型鉄筋腐食診断システムが付加された日本防蝕工業 (株) 製コロージョンハンター (鉄筋腐食診断計) により求めた。照合電極は、鉛照合電極を用いたが、測定効率向上のため、照合電極と位置検知センサーを組み合わせたホイールタイプの回転型センサーを使用した。

次に、中性化の進行に伴う自然電位の変動を調べるため、炭酸ガス濃度 20%，温度 30℃，相対湿度 40% の条件下で中性化させた。所定期間中性化させた後、含水率および中性化深さと自然電位の関係を測定した。中性化深さは JIS-A-1152 に準じ供試体の一端を切断してフェノールフタレイン溶液を噴霧し、発色しない領域の長さとして求めた。

## (2) 含水率の変化に伴う電位変動

含水率と鉄筋近傍の自然電位 (以下、 $E_1$  と称す) およびコンクリート表面の自然電位 (以下、 $E_2$  と称す) の関係を図 3-5 に示す。 $E_1$  の範囲は -270 ~ -320mV であり、含水率の低下に伴って僅かに貴な電位を示す傾向にある。片岡<sup>4)</sup>は塩分を含まず不動態皮膜が十分に形成されている健全な鉄筋の自然電位は -150 ~ -160mV であることを報告している。したがって、塩化物イオンを含む本供試体では、不動態皮膜が十分には形成されず、鉄の溶解が起こりやすい条件となるために卑な電位を示すと考えられる。ここで、含水率が低くなると貴な電位を示す理由は定かではないが、塩化物イオンが含まれているために、乾燥を開始後材齢 7 日 ~ 1 箇月程度の期間では、なお不動態化に向かう反応も同時に起こっていることが考えられる。

また、 $E_2$  は含水率が低くなると急激に貴な電位を示すようになる。含水率が低くなるほど  $E_2$  と  $E_1$  の差は大きくなり、鉄筋自体が示す自然電位をかぶり部分を介して求めるには補正が必要となる。田村ら<sup>5)</sup>は含水率を調整したコンクリート板に生ずる電位差を調べ、同様の結果を得ている。また、湯浅ら<sup>6)</sup>は乾燥による水分の蒸発に伴う深さ方向の含水率の変化を調べ、表層部で低下しても、内部ではほとんど変化せず高い状態にあることを報告している。したがって、 $E_2$  と  $E_1$  の差は、内部と表層部で含水率が異なるために生じたと考えられる。

含水率； $W$  (%) の変化により生ずる電位変動分； $Z$  (mV) は  $E_2$  と  $E_1$  の差であり、次式のように近似される。

$$Z = -20 \times W + 140$$

(3-4)

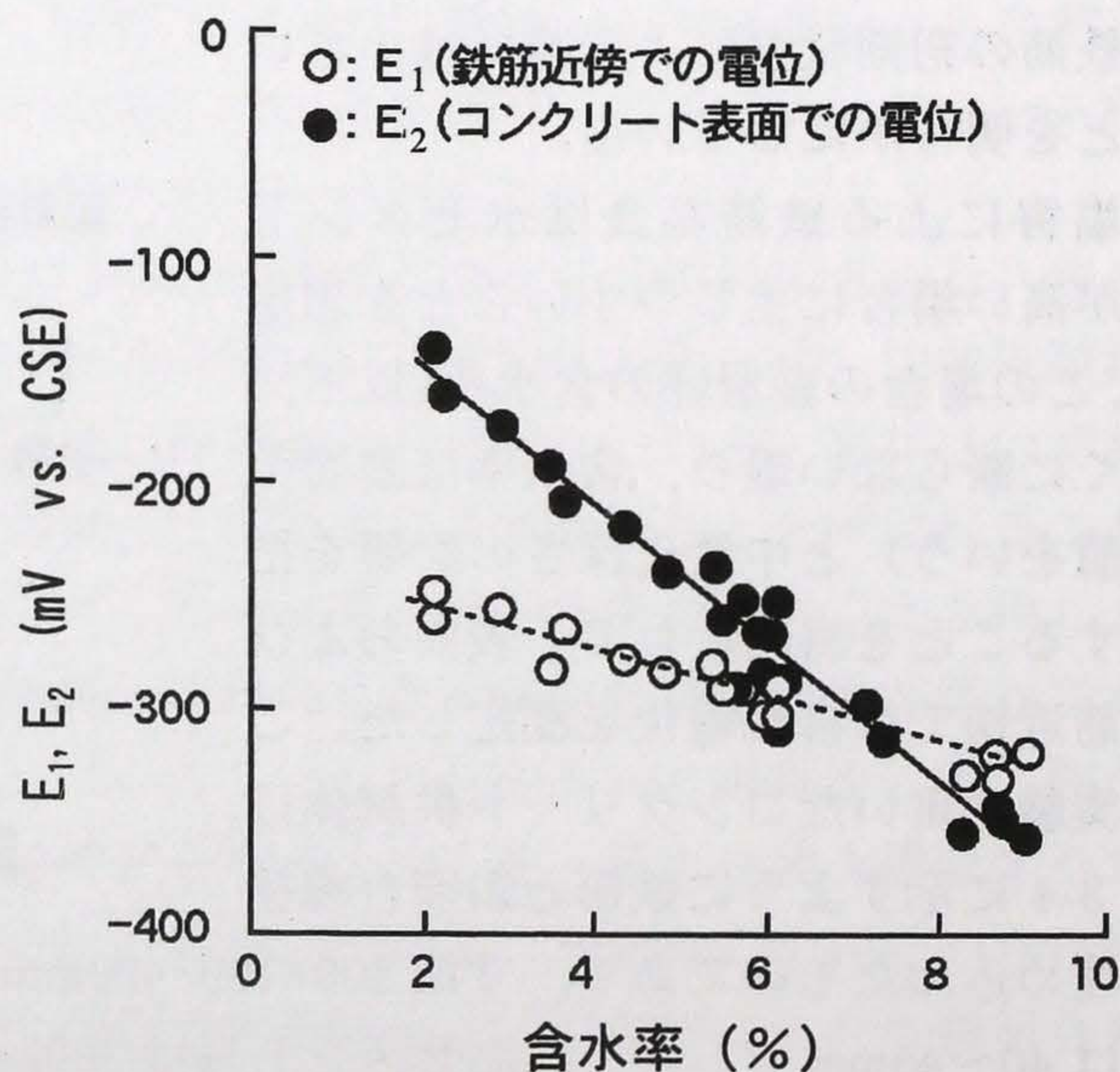


図 3-5 含水率と  $E_1$  および  $E_2$  の関係



本実験の範囲では、含水率が 7% で  $E_1 = E_2$  となり、この含水率より低い場合はコンクリート表面での自然電位は鉄筋近傍での自然電位に対して貴、高い場合は卑となる。一方、電氣的接続や温度係数を含めた照合電極の再現性などによる誤差があり、これらの範囲は  $\pm 15\text{mV}$  程度と推察される。以上の結果から、含水率が 6~8% の範囲では  $E_1 \approx E_2$  とみなすことができ、補正は必要でないことが判った。

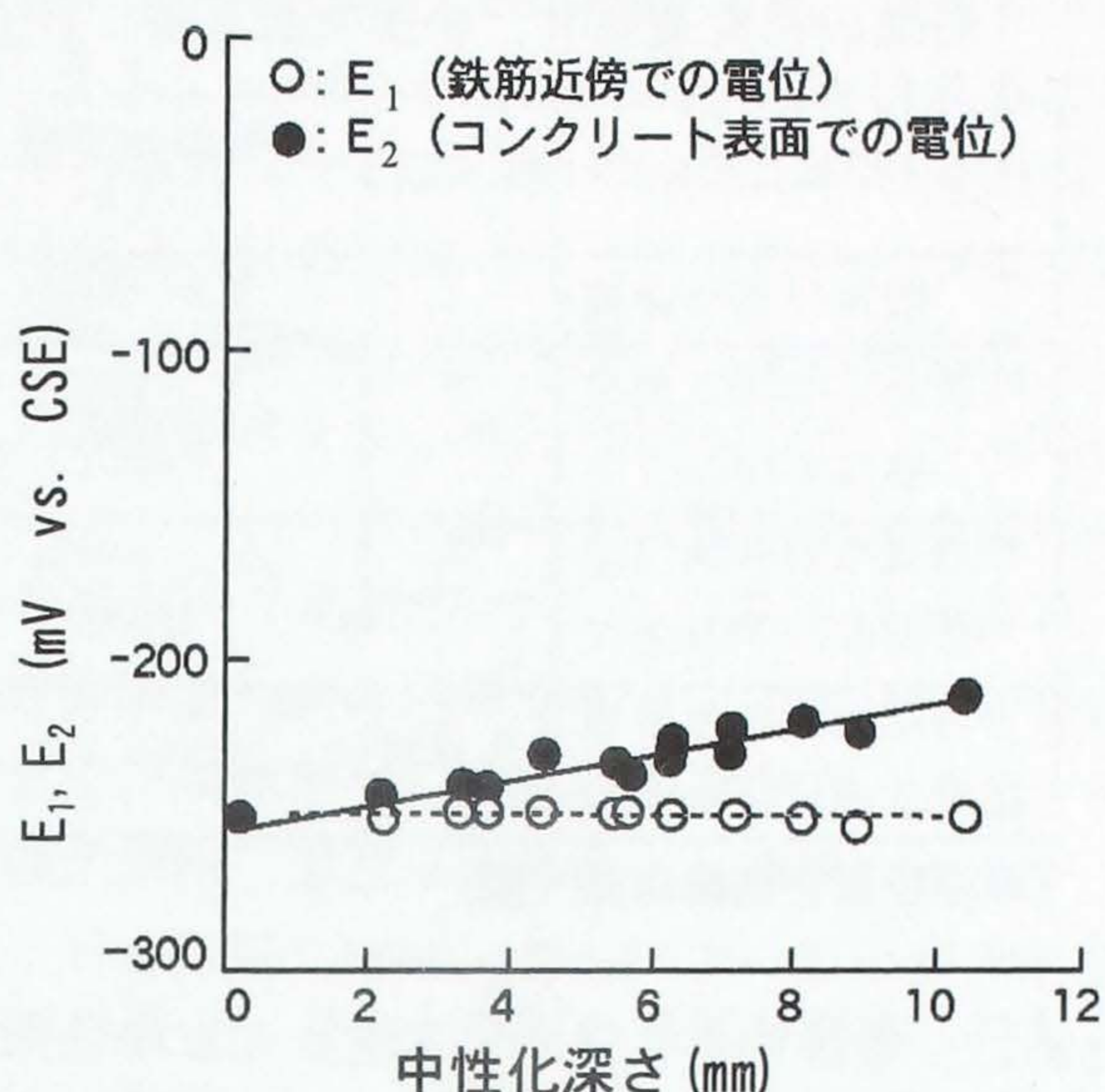


図 3-6 中酸化深さと  $E_1$  および  $E_2$  の関係

### (3) 中酸化の進行に伴う電位変動

中酸化深さと  $E_1$  および  $E_2$  の関係を図 3-6 に示す。  $E_1$  は、  $-250\text{mV}$  程度

のほぼ一定の電位を示しており、不動態化の反応が平衡に達したと考えられる。

中酸化の進行に伴い含水率も変化するため、前述の式 (3-1) によって補正した  $E_2$  を用いて、中酸化の進行に伴う自然電位の変化を調べた。  $E_2$  は、中酸化深さが大きくなると貴な電位を示すようになり、この場合も補正が必要となる。中酸化領域が存在することはかぶり部分に pH の異なる領域があることに他ならず、このために自然電位が変動することは武若<sup>7)</sup>も指摘しているとおりで、本実験でも確認された。

中酸化深さ；  $Y(\text{mm})$  の変化により生ずる電位変動分；  $Z(\text{mV})$  は、次式のように近似される。

$$Z = 4 \times Y \quad (3-5)$$

また、中酸化深さが 10mm の供試体（含水率は 4.3%）を 7 日間水中に浸漬して含水率と  $E_1$  および  $E_2$  を調べた。この時の含水率は 6% 程度で  $E_1 \approx E_2$  であったことから、含水率が 6~8% の範囲にあれば中酸化に伴う補正は必要ないことが判った。

### 3.3.3 大型供試体による鉄筋腐食の判定実験

かぶり部分の性状に起因する電位変動分を補正した値（以下、補正自然電位と記す）と鉄筋腐食状態との関係を検討するために、鉄筋コンクリート柱を模擬した大型供試体実験を行った。所定期間暴露した後、自然電位と補正自然電位を求め、これらの電位とかぶり部分をはつり取って目視により観察した状況を比較し、診断結果の信頼性について調べた。供試体の形状は図 3-7 のとおりで、寸法は  $500 \times 500 \times 1000\text{mm}$ 、配合は前述の自然電位の変動を調べた供試体と同様で、塩化物イオン量はセメントに対して 1% ( $3\text{kg/m}^3$ ) である。なお、かぶり厚さの影響は少ないとした先の松村ら<sup>4)</sup>の報



告を考慮し、自然暴露条件での鉄筋腐食を促進させるため、かぶり厚さを 25mm とした。この供試体を、田園環境に相当する鉄道総研国立研究所内の日当たりの良い場所に暴露した。暴露開始後、3 年経過後に鉄筋腐食が認められた。さらに腐食が進んだ 5 年経過後に鉄筋腐食状態の調査を実施した。

外観から主筋に沿うひび割れが一部認められる面を選んでその上部約 50cm<sup>2</sup> を調査対象とした。自然電位の測定は、接触抵抗をなくすために表面に十分散水した後、回転型鉛照合電極を用いて行った。なお、補正を行うために、電位測定に先立って含水率と中性化深さを測定した。

まず、自然電位と A S T M の判定基準<sup>8)</sup>によって鉄筋腐食の有無を診断した結果は図 3-8(a)のとおりで、「90%以上の確率で腐食あ

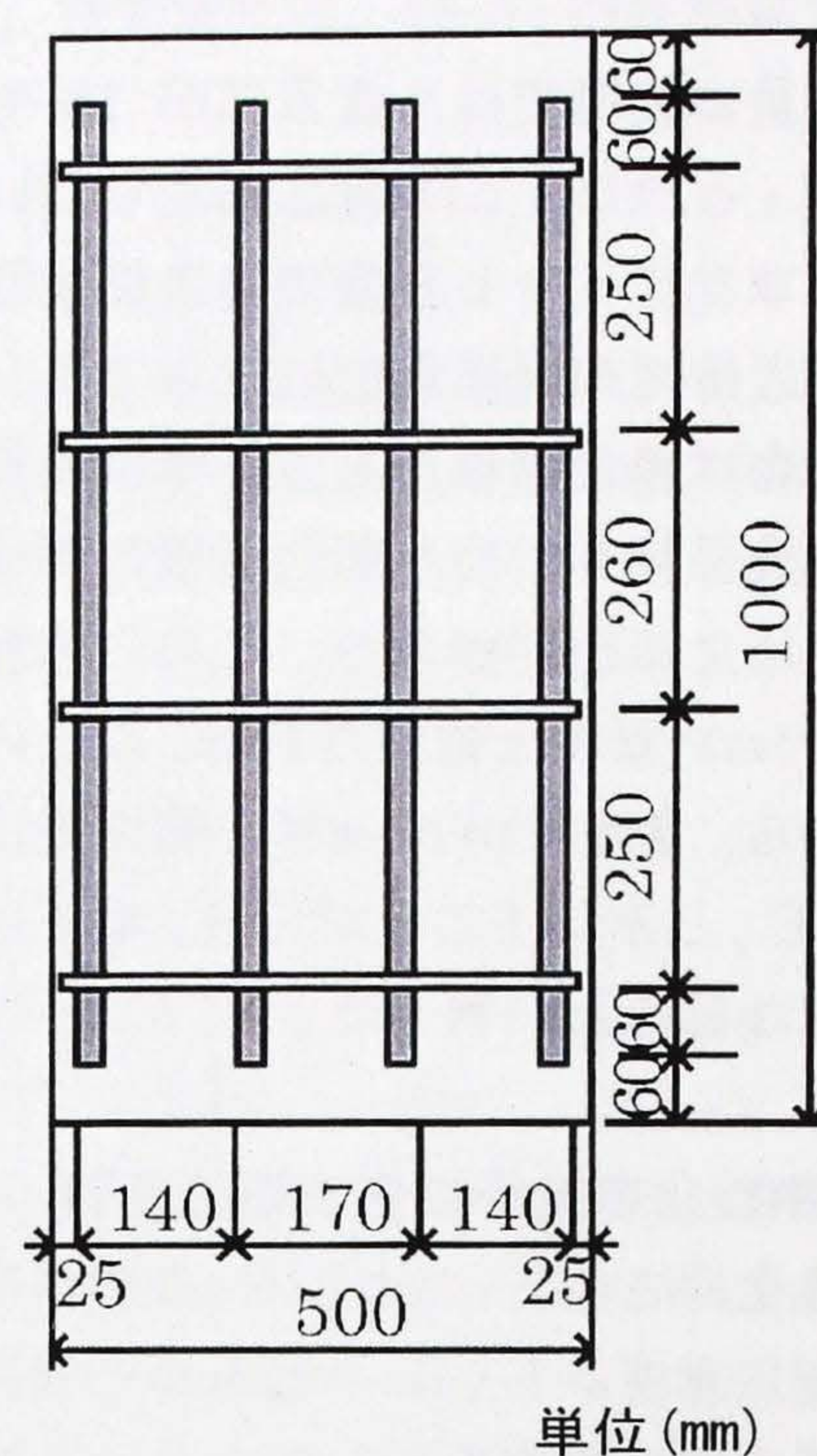


図 3-7 大型供試体の配筋図

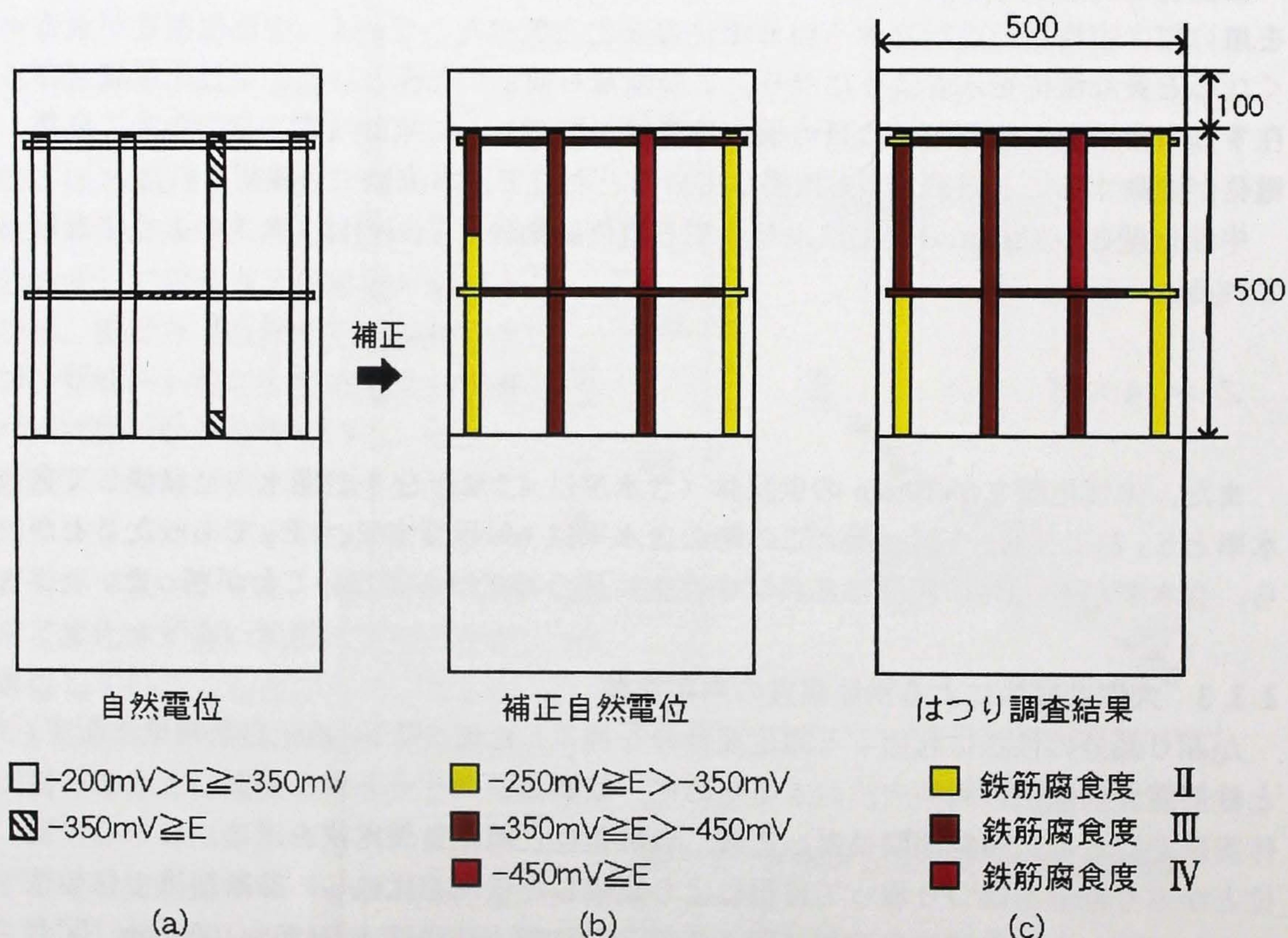


図 3-8 鉄筋腐食調査結果



り」と判定される $-350\text{mV}$ 以下の部分はひび割れが認められる部分と中央部に僅か現れるが、大部分が $-200\sim-350\text{mV}$ であり、不確定と判定された。しかし、目視により観察した結果、表面上変状が認められない部分の鉄筋まで腐食していた（図3-8(c)）。旧建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性評価技術の開発」に示されている鉄筋腐食度の評価基準

表 3-3 補正自然電位と鉄筋腐食度の関係

補正自然電位 (E)	腐食度	評価基準
$-250\text{mV} < E$	I	腐食がない状態
$-350\text{mV} < E \leq -250\text{mV}$	II	表面に僅かな点錆が生じている状態
$-450\text{mV} < E \leq -350\text{mV}$	III	薄い浮き錆が拡がって生じている状態
$E \leq -450\text{mV}$	IV以上	膨張性の錆が生じて断面欠損がある状態

(銅/硫酸銅照合電極基準)

9)に従えば、図3-8(c)に示すように、鉄筋腐食度II、IIIおよびIVの領域が認められた。この結果、自然電位を用いてASTMの判定基準によって診断した結果は実際の腐食状況とは必ずしも一致しないことが判った。

そこで、含水率および中性化深さをパラメータとして補正自然電位を求め、前述の鉄筋腐食度の評価基準との相関について検討した。含水率は $4.0\sim4.8\%$ 、中性化深さは $6\sim10\text{mm}$ であり、含水率と中性化深さの両方の補正を行った。図3-5(b)には、補正自然電位を以下の3つの範囲に区分して示した。

- 1)  $-250\sim-350\text{mV}$  の範囲
- 2)  $-350\sim-450\text{mV}$  の範囲
- 3)  $-450\text{mV}$  より卑な電位を示す範囲

この結果と図3-8(c)に示した目視観察結果を比較すると、補正自然電位が $-250\text{mV}$ より卑な電位を示す箇所は確実に腐食しており、 $-250\sim-350\text{mV}$ の範囲は鉄筋腐食度II、すなわち点錆の領域、 $-350\sim-450\text{mV}$ の範囲は鉄筋腐食度III、すなわち面錆の領域、 $-450\text{mV}$ より卑な電位を示す範囲は鉄筋腐食度IV、すなわち一部断面欠損の領域と概ね一致することが明らかとなった。ここで、腐食の有無、すなわち鉄筋腐食度IとIIの境界の電位を $-250\text{mV}$ としたのは、3.3.1で述べた供試体試験から不動態皮膜が形成されて未だ腐食が進行していない場合の自然電位は $-250\text{mV}$ 程度であることに基づいた。

以上の鉄筋腐食調査結果から、含水率および中性化深さを考慮して求めた補正自然電位と鉄筋腐食度の間には表3-3に示す関係が見出された。

### 3.3.4 自然電位補正法の実構造物への適用

表層部と鉄筋近傍の含水率の違いおよび中性化の進行による電位変動分を補正するフローは図3-9に示す手順となる。含水率 $6\sim8\%$ の範囲では補正の必要はなく（補正值 $=0$ ）、この範囲外では含水率および中性化深さを変数とした式(3-4)、(3-5)により補正する。このようにして求めた補正自然電位を用いて表3-2により鉄筋腐食度を推定する方法を自然電位補正法として提示した。



自然電位補正法を実  
構造物の床版、橋脚、ト  
ンネル側壁等の鉄筋腐食  
調査に適用した結果をま  
とめて表 3-4 に示す。補  
正自然電位が  $-250\text{mV}$   
より貴な電位となった調  
査例No.1 では、はつり調  
査から鉄筋は腐食してお  
らず、補正自然電位によ  
る判定と一致した。調査  
例No.2~6 は、調査時点  
では乾燥収縮によると思わ  
れる微細なひび割れが僅  
かに認められる程度で外  
観上の変状はほとんど認  
められなかった。これら  
のうち、補正自然電位が  
 $-250\sim-350\text{mV}$  の範囲

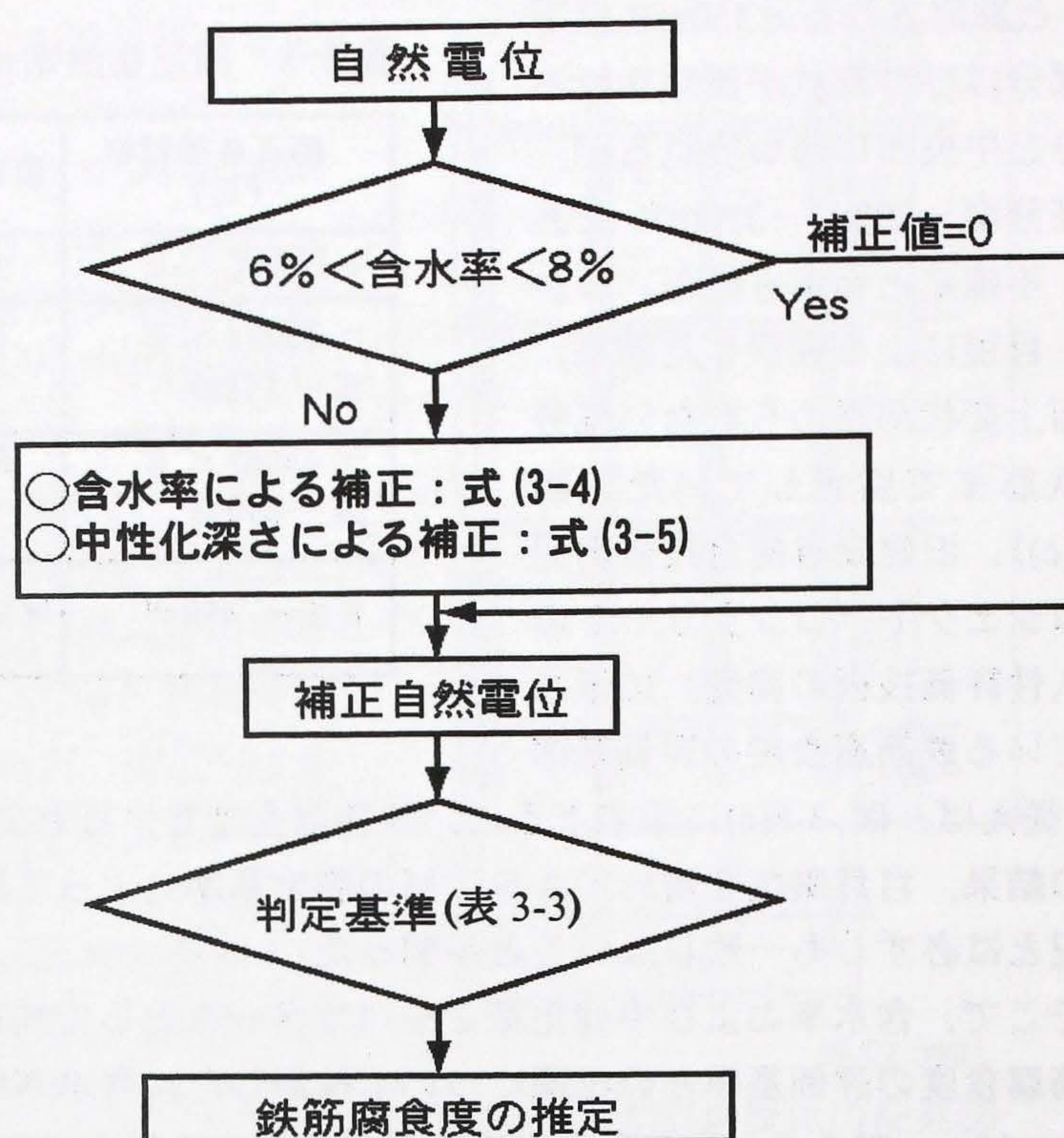


図 3-9 自然電位の補正フロー

表 3-4 実構造物での調査例

調査 例 No.	構造物 部位	測定 自然電 位 (mV)	ASTMの 判定	含水 率 (%)	中性化 深さ (mm)	塩分 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	補正自然 電位 (mV)	鉄筋腐食度	
								電位に よる判 定	目視に よる判 定
1	床版	$-100\sim-120$	腐食 なし	$4.3\sim4.6$	$8\sim10$	1.0	$-230\sim-250$	I	I
2	橋脚	$-20\sim-40$	腐食 なし	$3.0\sim3.2$	$53\sim55$	3.5	$-280\sim-330$	II	II
3	橋脚	$-251\sim-280$	不確定	$4.0\sim4.5$	$5\sim10$	3.0	$-310\sim-340$	II	II
4	橋脚	$-270\sim-320$	不確定	$4.0\sim4.5$	$5\sim10$	3.0	$-359\sim-420$	III	III
5	橋脚	$-350\sim-370$	腐食 あり	$4.0\sim4.5$	$5\sim10$	3.0	$-430\sim-450$	III	III
6	橋脚	$-230\sim-260$	不確定	$4.8\sim5.2$	$20\sim25$	1.0	$-410\sim-440$	III	III
7	トンネル 側壁	$-460\sim-490$	腐食 あり	$7.1\sim7.8$	$15\sim20$	10	$-460\sim-490$	IV 以上	IV 以上
8	トンネル 側壁	$-530\sim-580$	腐食 あり	$7.1\sim7.8$	$15\sim20$	10	$-530\sim-580$	IV 以上	IV 以上



にある場合の鉄筋腐食度はⅡ， $-350\sim-450\text{mV}$  の場合はⅢであった。調査例 No.7 と 8 は含水率も塩化物オン量も高い場合で，鉄筋腐食によって生じたと推定される配筋に沿ったひび割れがあり，その周囲にはコンクリートが浮いている箇所もあるなど鉄筋腐食はかなり進行し，特有の変状が認められた。これらの補正自然電位はいずれも $-450\text{mV}$  より卑な電位であり，鉄筋腐食度はⅣ以上と推定され，目視観察結果と一致した。

以上の結果から，補正自然電位と鉄筋腐食度の関係は実構造物でもよく一致することを確認するとともに，自然電位補正法を用いれば鉄筋腐食の有無にとどまらず，そのグレードまでも推定でき，高い信頼性で鉄筋腐食の判定が可能になることが判る。さらに，図 3-10 に示す関係すなわち鉄筋腐食度ごとの腐食量と発錆面積率の関係を用いれば，鉄筋腐食度からおおよその腐食量が推定できると考えられる。なお，この図において，腐食量は単位長さあたりの鉄筋重量に対する腐食減量の割合，発錆面積率は単位長さあたりの鉄筋表面積に対する腐食面積の割合である。

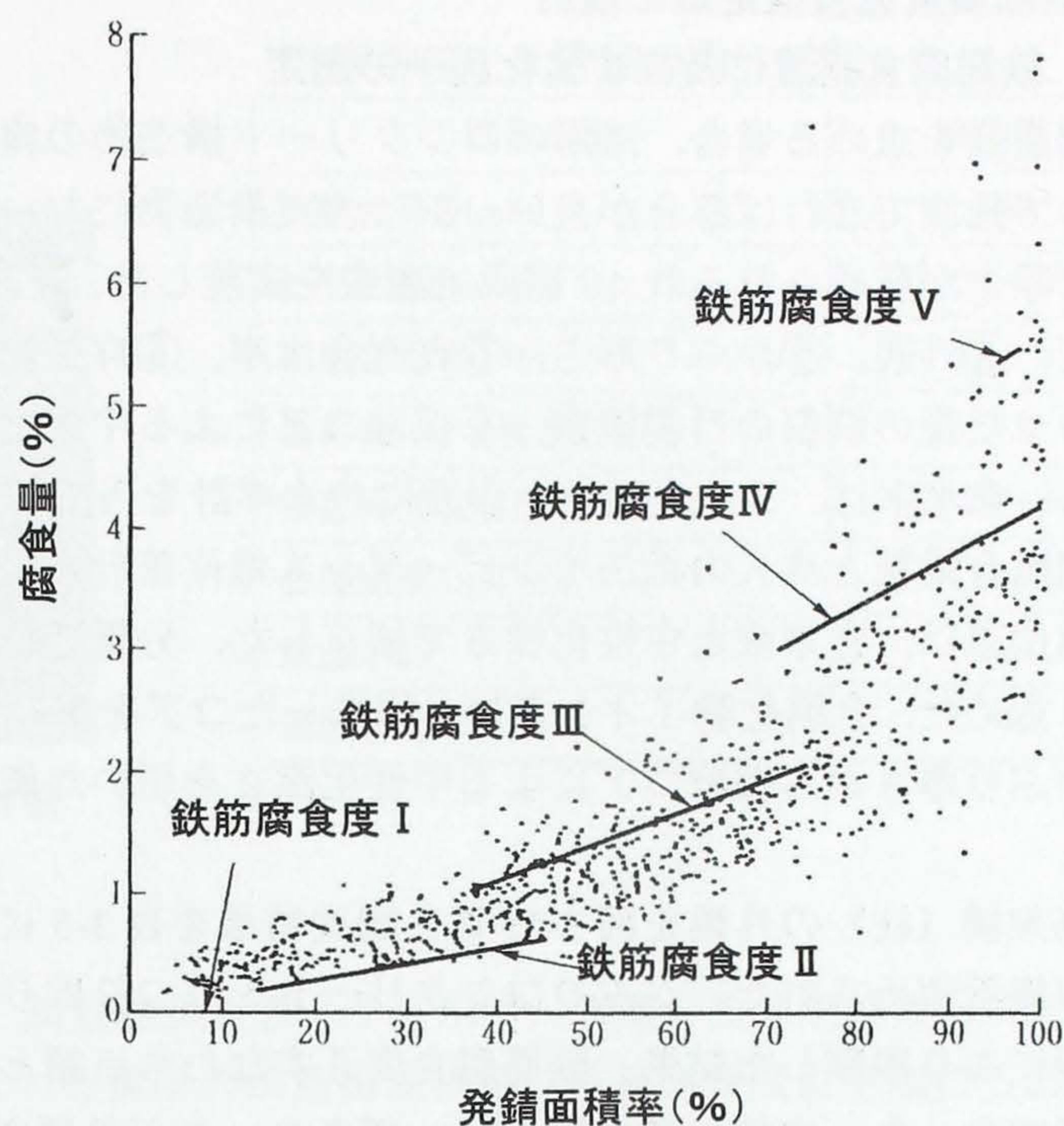


図 3-10 鉄筋の腐食量と発錆面積率の関係<sup>10)</sup>



### 3.4 鉄筋腐食速度推定法の検討

#### 3.4.1 鉄筋腐食速度に及ぼす劣化因子の測定

腐食速度を求める場合、通常のコングリート構造物の健全度診断に使用する特性値を用いて推測できれば都合が良い。8つの実構造物において、鉄筋腐食が原因でひび割れや浮きが認められる計46箇所で調査を実施した。調査項目は、①調査時の気温、②湿度、③外観、④かぶり厚さ、⑤表面含水率、⑥自然電位、⑦分極抵抗、⑧かぶりをはつた後の鉄筋の目視観察、⑨採取コアによる中性化深さ、⑩全塩化物イオン量である。含水率は、コングリート表面に含水率計を当てて測定した。自然電位は、銅/硫酸銅照合電極と高入力抵抗インピーダンス電位差計を用いて測定した。なお、得られた電位差は、含水率と中性化深さで補正した。分極抵抗は、交流インピーダンス法により求めた。全塩化物イオン量は、採取したコアを用い蛍光X線分析法により求めた。かぶり厚さから採取コアによる中性化深さを引いた値として中性化残りを算出した。

A高架橋（柱）の外観を図3-11に、調査結果を表3-5に示す。外観観察によりはく離が数箇所認められた。かぶりコングリートをはつり取り、剥離箇所の鉄筋腐食状態を目視により観察した結果、鉄筋腐食度Ⅱすなわち点錆と鉄筋腐食度Ⅲすなわち面錆の状態であった。中性化深さは17mmであり、かぶり厚さが薄いところ（10mm程度の箇所）は、既に中性化した領域にあること、塩化物イオン濃度が $0.16\text{kg/m}^3$ であることから、鉄筋腐食の原因は、中性化によるものと推察された。

B橋脚の外観を図3-12に、調査結果を表3-6に示す。打音検査によれば、地表面付近で浮きが認められた。地表から高さ2mの範囲のかぶりコングリートをはつり取り目視により鉄筋腐食状況を調べた結果、特に地表面付近面では鉄筋腐食度Ⅲすなわち面錆の状態にあった。かぶり厚さは20～40mmである。一方、中性化深さは40mmであり、鉄筋位置と同程度かより深い。塩化物イオン濃度は $1.6\text{kg/m}^3$ であり、鉄筋腐食の原因として中性化と塩害の双方が複合した例と考えられる。なお、地表面近傍で、特に鉄筋が腐食しているのは、地中部から水分の供給があるためと考えられる。

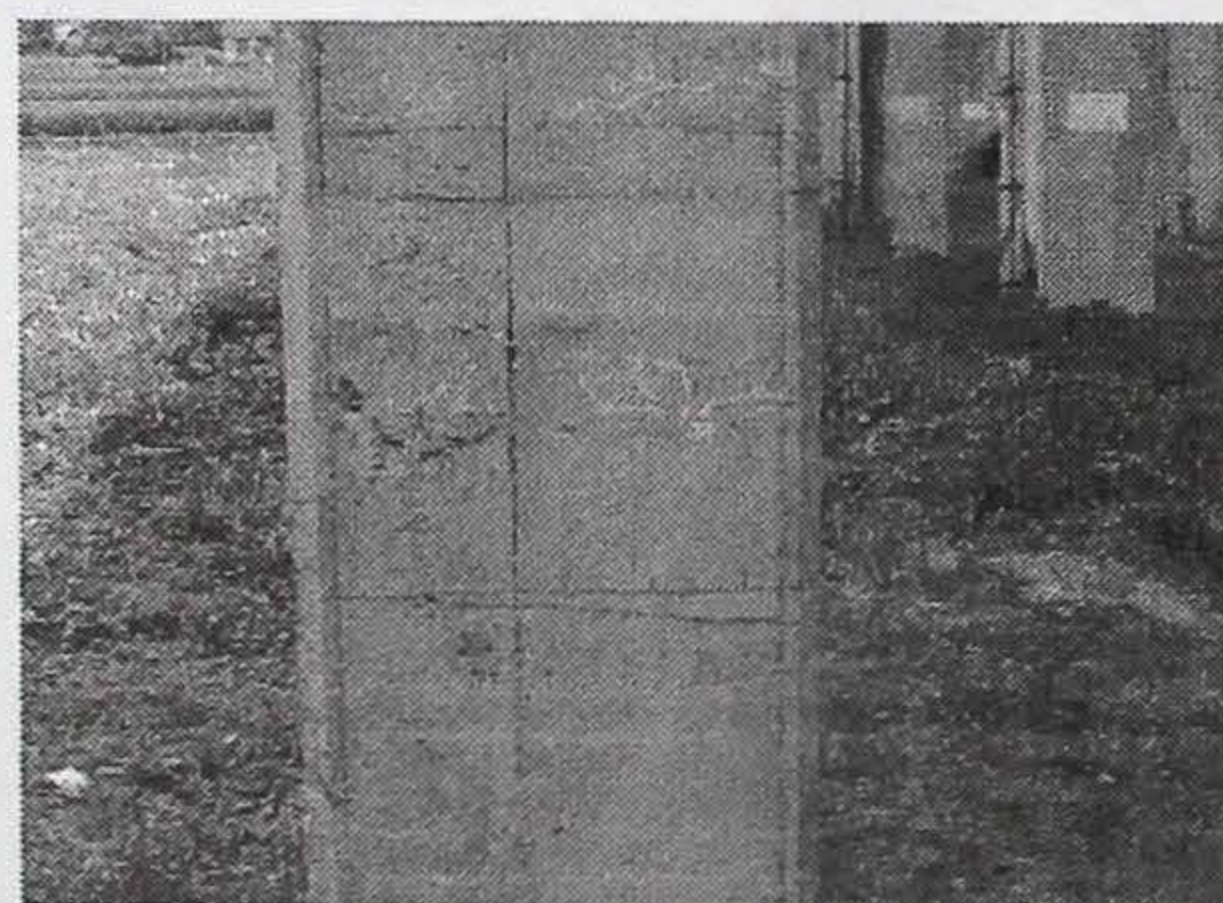


図3-11 A高架橋（柱）の外観

表3-5 A高架橋（柱）の調査結果

調査項目	調査結果
中性化深さ(mm)	17
かぶり厚さ(mm)	10～30
表面含水率(%)	2.4～3.4
塩化物イオン量( $\text{kg/m}^3$ )	0.16
補正自然電位(mV vs. CSE)	-150～-430
分極抵抗( $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}^2$ )	210～270
気温( $^{\circ}\text{C}$ )	28.9
湿度(%)	81





図 3-12 B 橋台の外観

表 3-6 B 橋脚の調査結果

調査項目	調査結果
中性化深さ(mm)	40
かぶり厚さ(mm)	20～40
表面含水率(%)	2.0～3.5
塩化物イオン量(kg/m <sup>3</sup> )	1.6
補正自然電位(mV vs CSE)	－180～－450
分極抵抗(kΩ・cm <sup>2</sup> )	17～190
気温(°C)	26
湿度(%)	90

C 橋台の外観を図 3-13 に、調査結果を表 3-7 に示す。剥離が数箇所認められた。かぶりコンクリートが剥離している箇所の鉄筋腐食状態は鉄筋腐食度Ⅲすなわち面錆の状態であった。かぶり厚さは 20～35mm である。一方、中性化深さは 26mm で鉄筋位置より深く進行している箇所もある。他方、塩化物イオン濃度は 0.5kg/m<sup>3</sup> であり、発錆限界塩化物イオン濃度より低いことから、鉄筋が腐食したのは、中性化に起因するものと推察される。

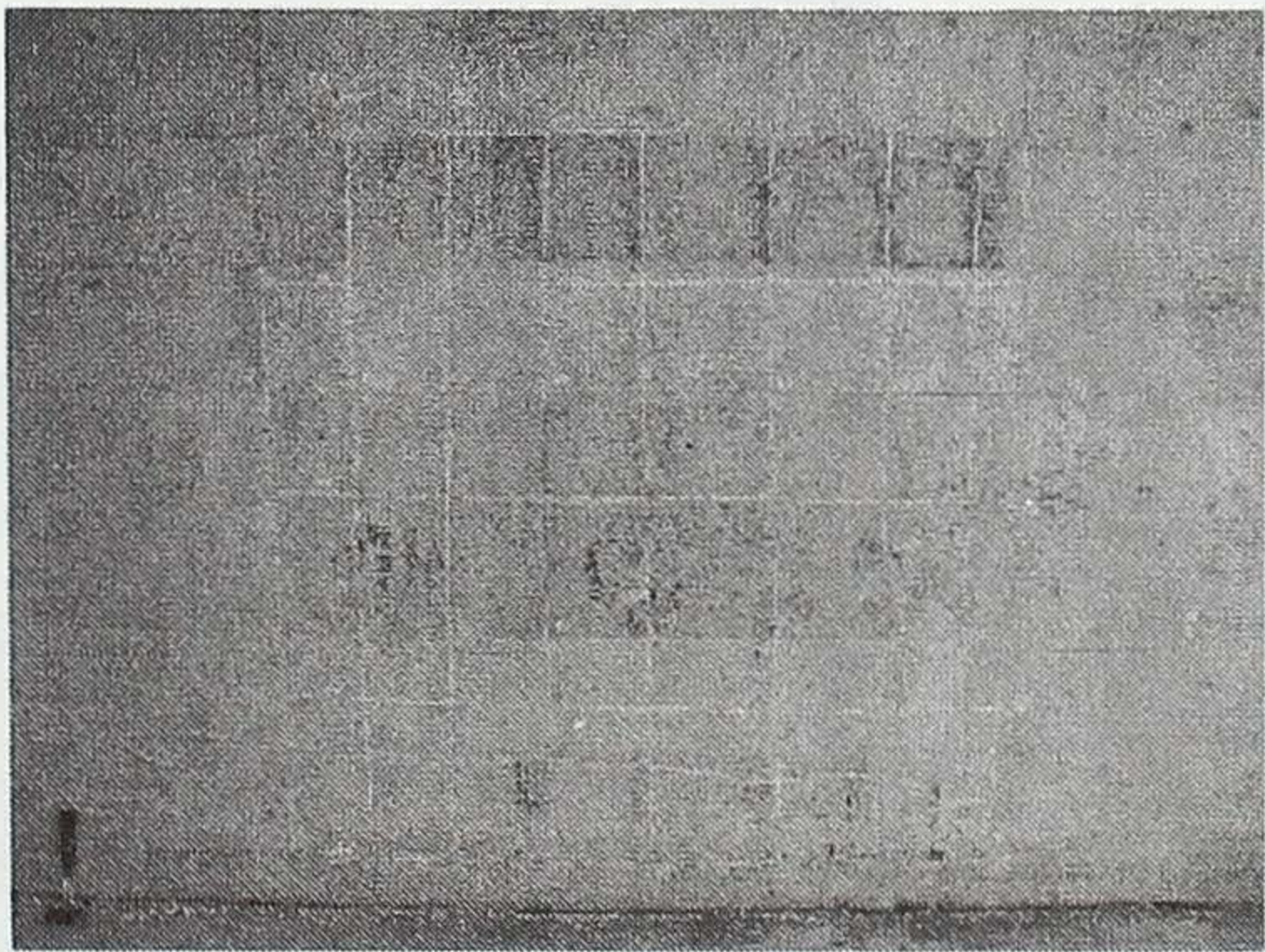


図 3-13 C 橋台の外観

表 3-7 C 橋台の調査結果

調査項目	調査結果
中性化深さ(mm)	26
かぶり厚さ(mm)	20～35
表面含水率(%)	3.0～3.8
塩化物イオン量(kg/m <sup>3</sup> )	0.5
補正自然電位(mV vs CSE)	－150～－400
分極抵抗(kΩ・cm <sup>2</sup> )	200～420
気温(°C)	29.6
湿度(%)	74

D トンネル側壁の外観を図 3-14 に、調査結果を表 3-8 に示す。打音検査により、調査範囲のほぼ前面が浮いていた。かぶりコンクリートをはつり取り、目視により鉄筋腐食状況を観察した結果、鉄筋腐食度Ⅳすなわち一部断面欠損の状況であった。中性化深さは 0mm であるが、塩化物イオン濃度は 3～5kg/m<sup>3</sup> であり、鉄筋腐食の原因としては塩害が想定された。このトンネル側壁は、海の干満により海水に浸かる箇所であ



ることから、塩化物イオンは海水から供給されたものと推測される。



図 3-14 D トンネル側壁の外観

表 3-8 D トンネル側壁の調査結果

調査項目	調査結果
中性化深さ(mm)	0
かぶり厚さ(mm)	35~45
表面含水率(%)	5.0~6.5
塩化物イオン量(kg/m <sup>3</sup> )	3~5
補正自然電位(mV vs CSE)	-450~-600
分極抵抗(k $\Omega$ ·cm <sup>2</sup> )	20~120
気温(°C)	26
湿度(%)	90

### 3.4.2 実構造物から採取したデータの統計的解析

実構造物の劣化調査で採取した全データを対象として、縦軸に分極抵抗、横軸に含水率を取り、整理した結果を図 3-15 に示す。また、分極抵抗と中性化残りの関係を図 3-16 に、分極抵抗と塩化物イオン量(%)の関係を図 3-17 に示す。これらのデータから以下の傾向を読み取ることができる。分極抵抗と含水率の関係について明確な傾向を見て取ることはできないが、含水率 4% を境に分極抵抗の分布は明らかに異なる。分極抵抗と中性化残りとの関係については、中性化残りが少なくなると分極抵抗は小

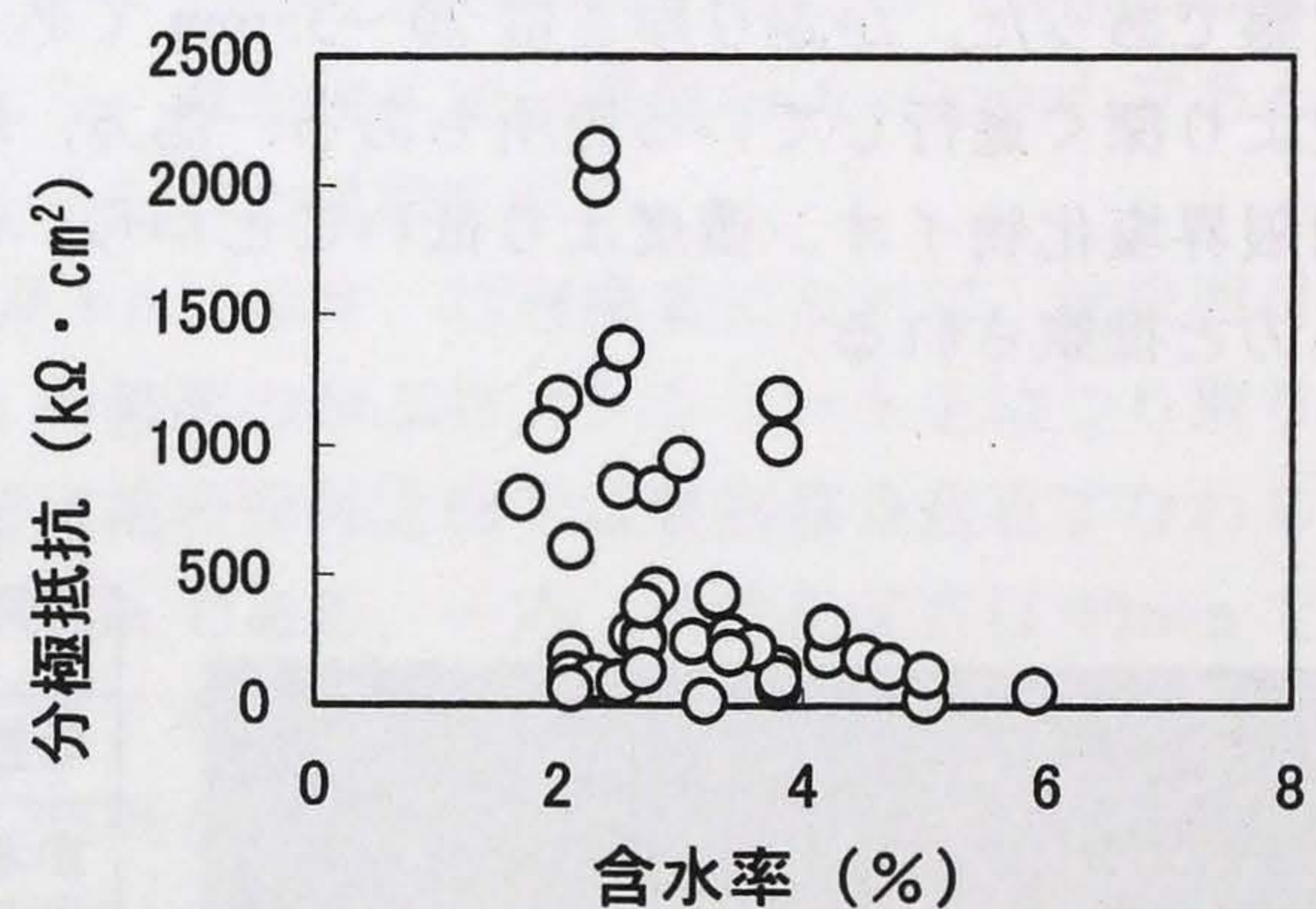


図 3-15 含水率と分極抵抗の関係

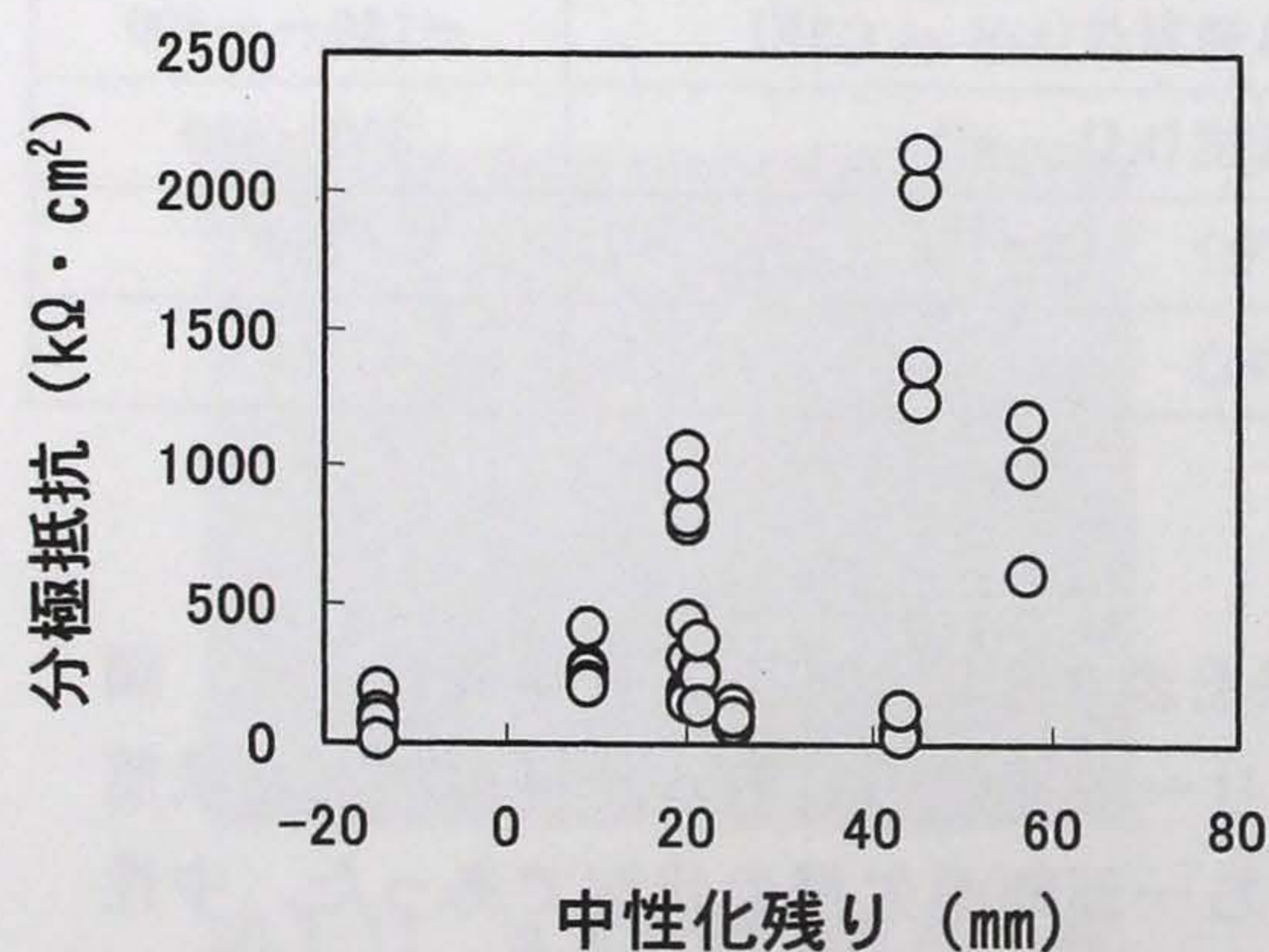


図 3-16 中性化残りと分極抵抗の関係

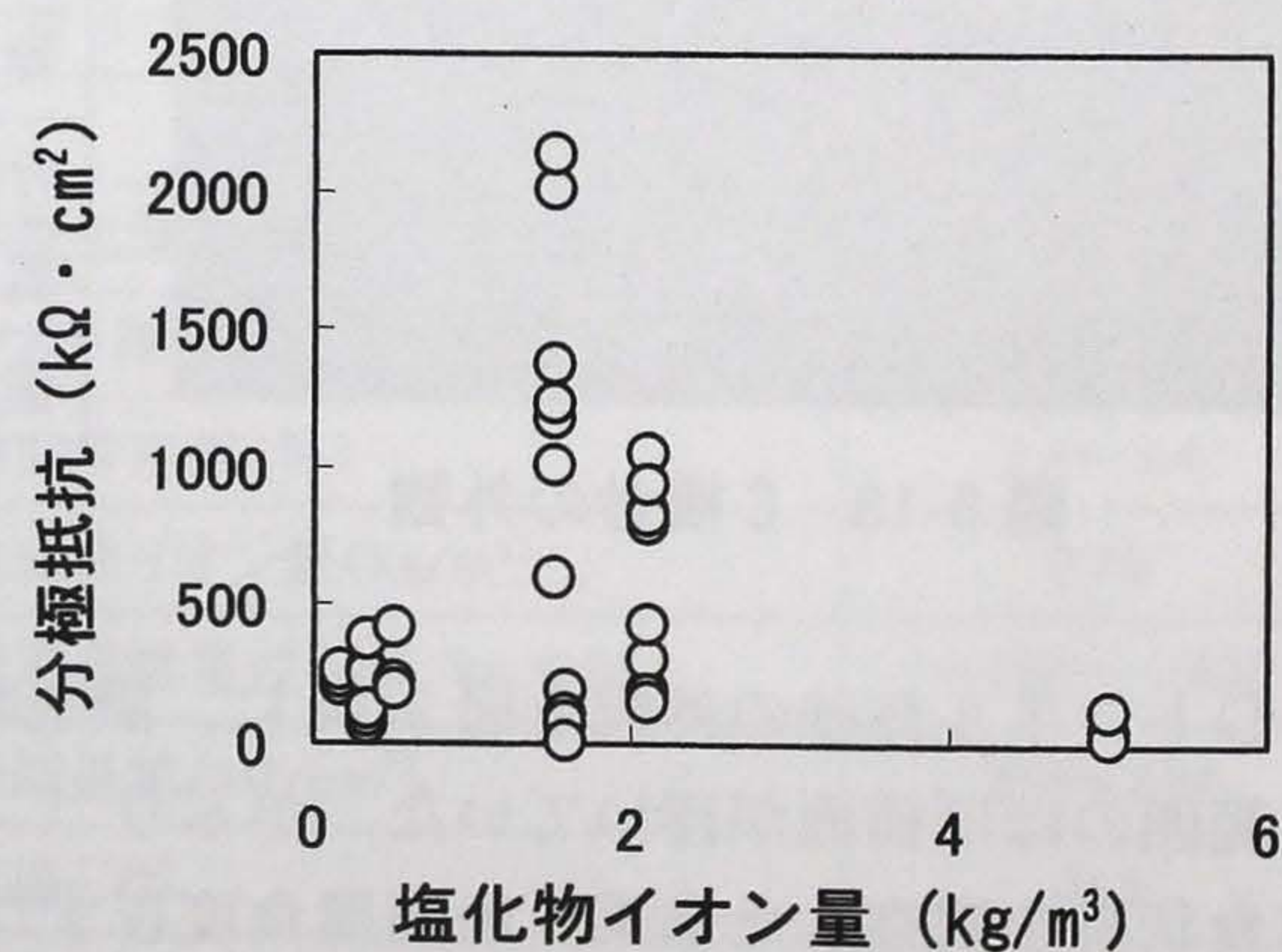


図 3-17 塩化物イオン量と分極抵抗の関係



さくなる傾向が認められる。分極抵抗と塩化物イオン量の関係は塩化物イオン量が高くなると分極抵抗は小さくなる傾向にある。以上のような傾向が認められるので、これらをパラメータとして鉄筋腐食速度を求める推定式の構築を試みた。なお、各パラメータは相互に関連することが判っているので推定式の構築にあたっては、非線型回帰手法であるニューラルネットワーク手法を用いることとした。

### 3.4.3 腐食速度推定式の構築

#### (1) ニューラルネットワークシステム

本研究で用いたニューラルネットワークシステム<sup>11)</sup>は、入力層にデータを入れると、次の層に進むごとに信号が変換されて、最終的に出力層から出力パターンが得られる階層型ニューラルネットワークモデルを用いた。入力関数は、式(3-6)に示すように定義されるシグモイド関数とし、図 3-18 にシグモイド関数の形状を示す。

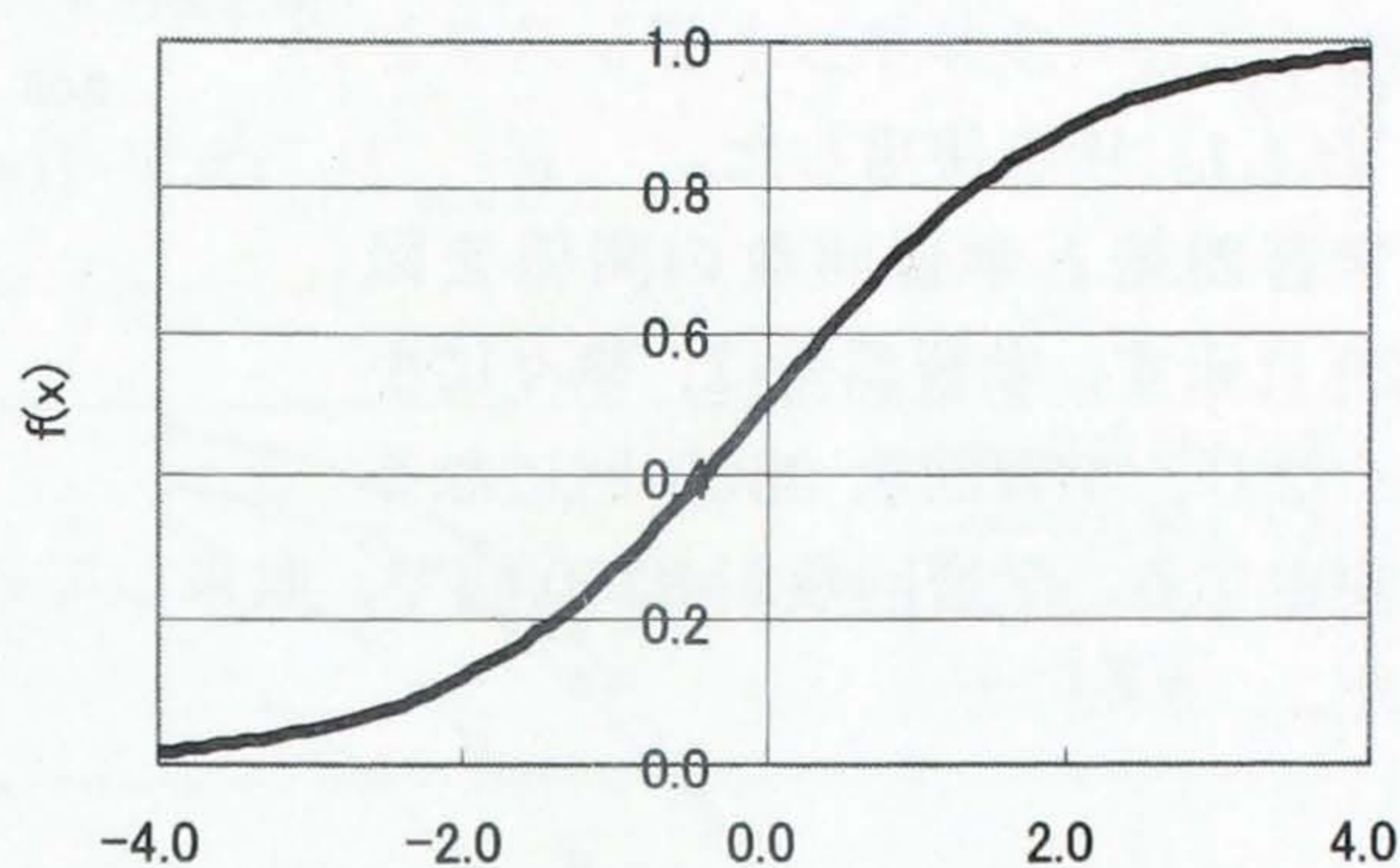


図 3-18 シグモイド関数

$$f(X) = \frac{1}{1 + \exp(-X)} \quad (3-6)$$

ここで、 $X$ は入力信号であり、具体的には、 $X$ は含水率、中性化残り、塩化物イオン量である。本解析に用いたニューラルネットワークシステムの構造を図 3-19 に示す。

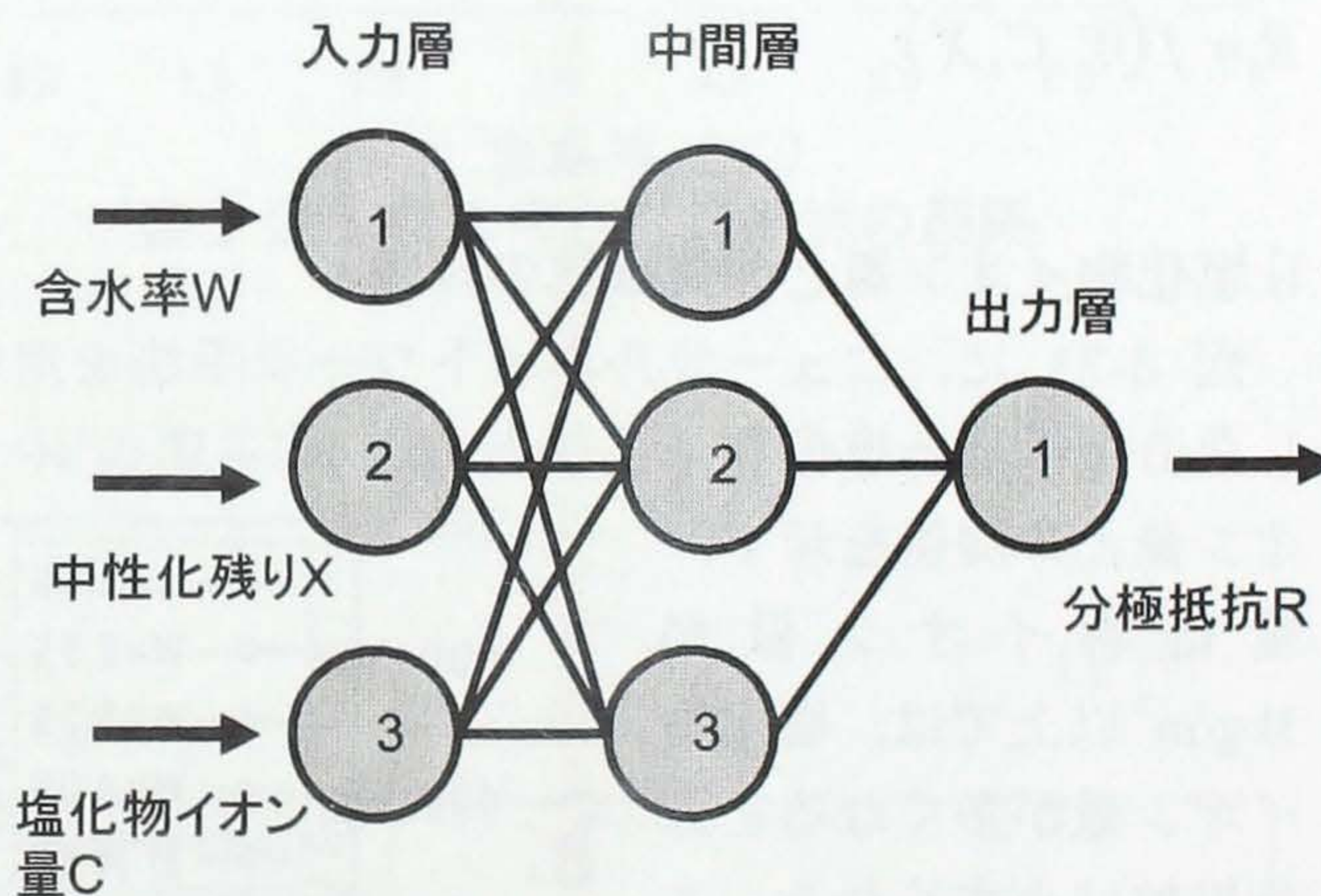


図 3-19 採用したニューラルネットワークシステム

学習方法は、バックプロパゲーションと呼ばれる方法で、入力層にあるパターンを入力し、シナプスやニューロンを伝わる間に重み付けによる変化を、出力層に出力されたシステムの信号と教師信号と呼ばれる好ましい値との誤差を最小にするために、最急勾配法により重みの調整を、出力層から入力層へ逆に伝播させる方法である。

学習誤差の定義は、式(3-7)で表されるように平均誤差の分散として求められる。

$$\varepsilon = \frac{1}{2k} \sum_k (T_k - O_k)^2 \quad (3-7)$$



ここで、 $n$ : データ数,  $k$ : 出力の個数,  $T_k$ : 教師値,  $O_k$ : 出力値である。

本研究では、システムの構築にあたり、ニューラルネットシミュレーターとしてノイマン型コンピュータでニューロコンピュータの働きを持たせた「ニューラルネットアシスタント Vr.4.1」<sup>12)</sup>を使用した。

学習誤差と学習回数の関係を図 3-20 に示す。学習誤差は、徐々に小さくなり、学習回数 3500 回になると安定する。学習回数が 3500 回で、収束していると判断し、5000 回で学習を打ち切った。

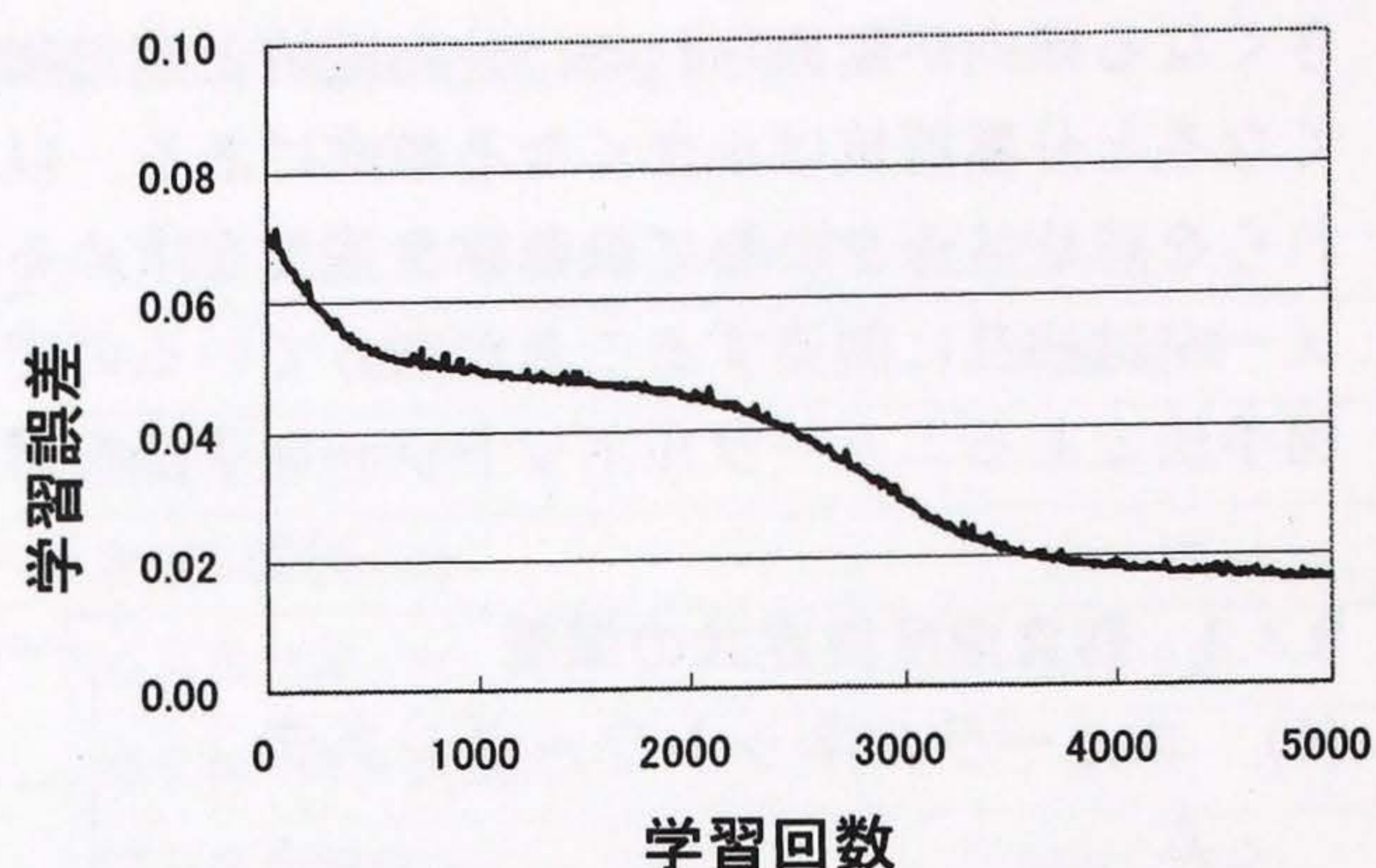


図 3-20 学習誤差と学習回数

## (2) 腐食速度推定式の構築

求める回帰式は、(3-8)式のように分極抵抗： $R$  を①含水率： $W(\%)$ 、②塩化物イオン量： $C(\text{kg}/\text{m}^3)$ 、③中性化残り： $X(\text{mm})$ の関数として定義する。

$$R = f(W, C, X) \quad (3-8)$$

### 1) 塩化物イオン量と分極抵抗の関係

図 3-21 に、ニューラルネットワーク手法を用い各データの相関を考慮して再整理した分極抵抗と塩化物イオン量との関係を示す。

塩化物イオン量が  $3\text{kg}/\text{m}^3$  以上では、塩化物イオン量が多くなると分極抵抗は小さくなる。この傾向は理論上妥当である。しかし、 $3\text{kg}/\text{m}^3$  以下でも分極抵抗は小さくなっている。これは、実際の現象とは一致しないので、塩化物イオン量が小さい範囲ではニューラルネットワーク手法により各データの相関を考慮し

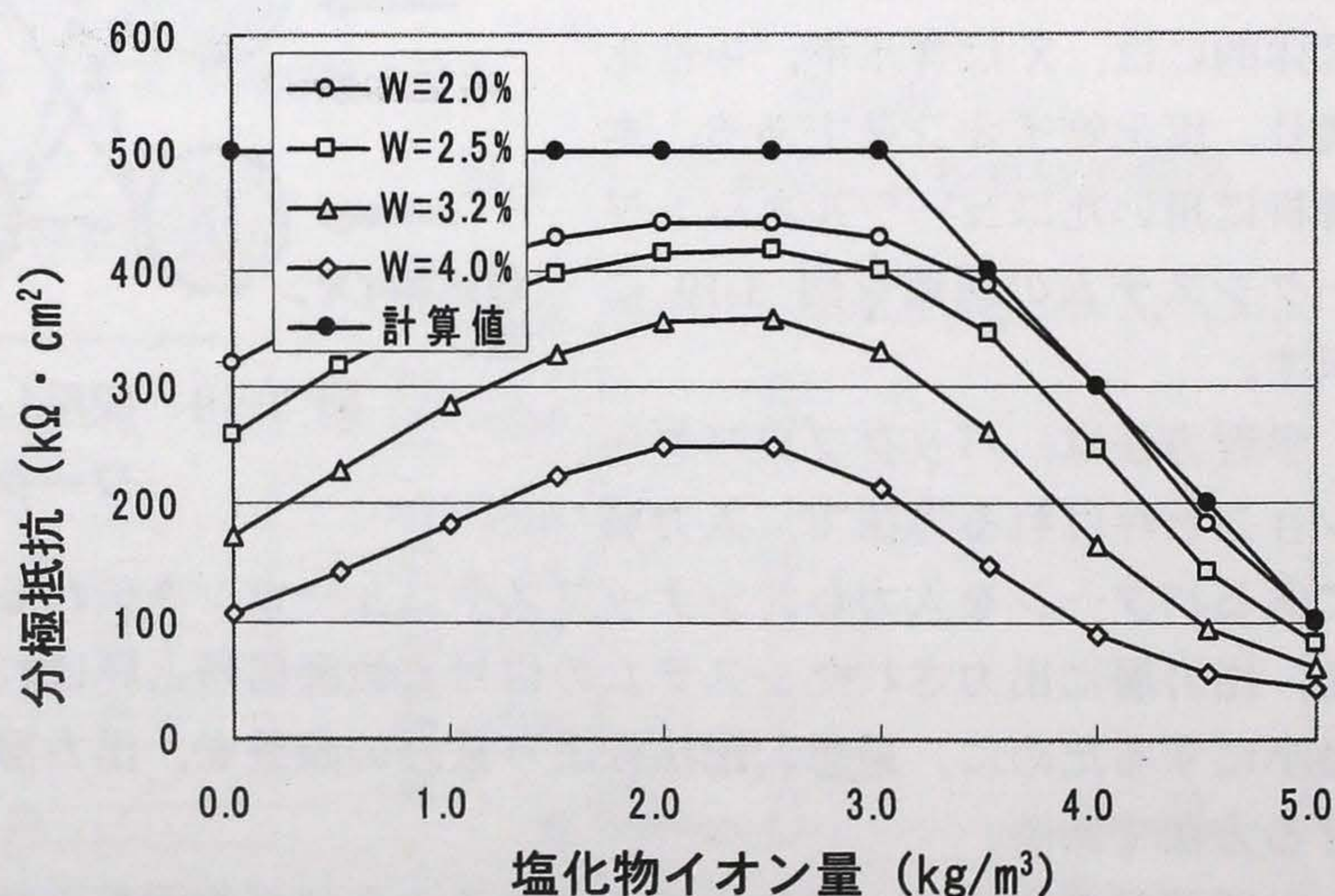


図 3-21 塩化物イオン量と分極抵抗の関係

て再整理した結果はうまく適用できていない。以上から分極抵抗と塩化物イオン量の



関係は、塩化物イオン量が少ない範囲では、分極抵抗は一定値をとり、ある値から塩化物イオン量の増大にしたがって低下すると考えた。なお、分極抵抗が小さくなり始める閾値： $C_{limit}$ を $3.0\text{kg/m}^3$ と設定すれば、分極抵抗 $R(C)$ と塩化物イオン量： $C$ の関係は(3-9)式のように表すことができる。

$$\begin{aligned} C < C_{limit} = 3.0\text{kg/m}^3 & \quad R(C) = R_{max} = 500\text{k}\Omega\text{cm}^2 \\ C > C_{limit} = 3.0\text{kg/m}^3 & \quad R(C) = R_{max} \times (1 - 0.4(C - C_{limit})) \end{aligned} \quad (3-9)$$

## 2) 含水率と分極抵抗の関係

図 3-22 に、ニューラルネットワーク手法を用い各データの相関を考慮して再整理した分極抵抗と含水率との関係を示す。含水率が大きくなると分極抵抗は、指数的に低下し、最終的にはゼロに漸近する傾向が見られる。さらに、塩化物イオン量の影響で、塩化物イオン量が増大すると、分極抵抗は小さくなる傾向を示す。

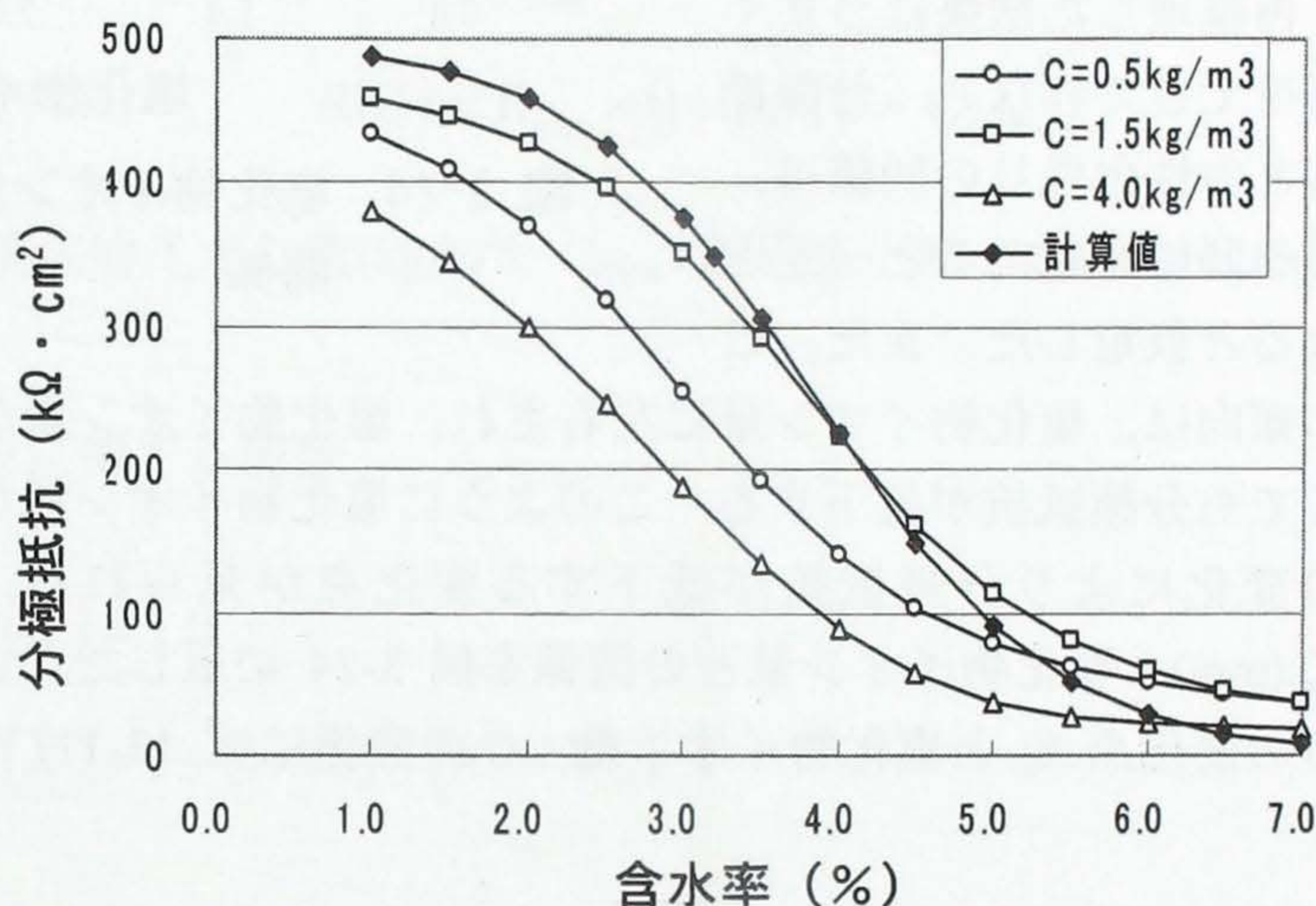


図 3-22 含水率と分極抵抗の関係

以上から、分極抵抗 $R(W)$ と含水率： $W$ の関係は(3-10)式のように表すことができる。

$$R(W) = \frac{R(C)}{1 + \exp(1.3 \cdot W - 5.0)} \quad (3-10)$$

ここで、 $R(C)$ ：式(3-6)で表される塩化物イオン量の関数である。

## 3) 中性化残りと分極抵抗の関係

ニューラルネットワーク手法を用い各データの相関を考慮して再整理した分極抵抗と中性化残り： $X$ との関係を図 3-23 に示す。中

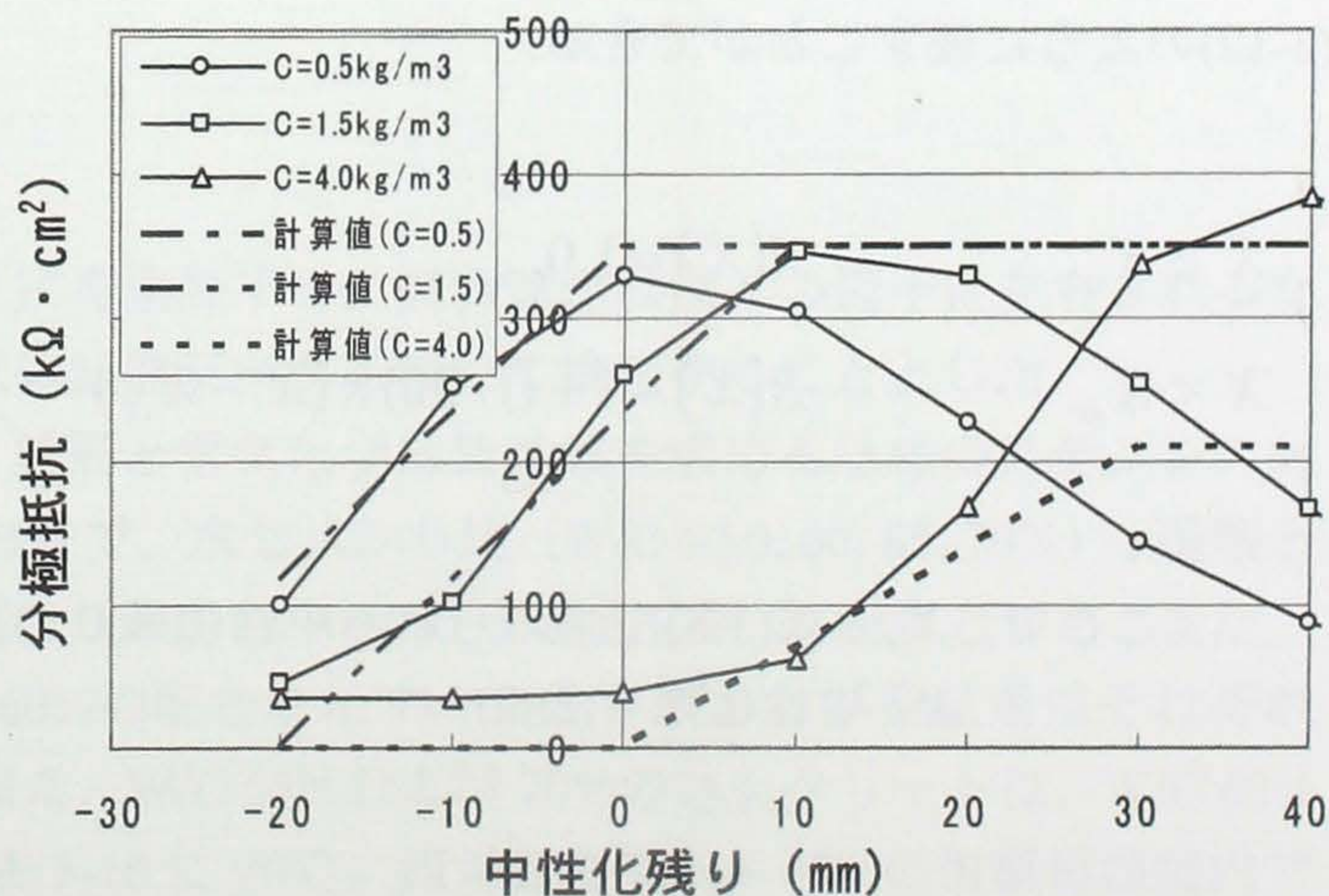


図 3-23 中性化残りと分極抵抗の関係



性化残りが小さくなると分極抵抗は小さくなり，ある程度大きくなると逆に小さくなっている．後者の傾向は実際の現象とは一致しないので，中性化残りがある程度大きい範囲ではニューラルネットワーク手法により各データの相関を考慮して再整理した結果はうまく適用できていない．分極抵抗と中性化残りの関係は，ある閾値を超えると一定となると仮定した．また，こ

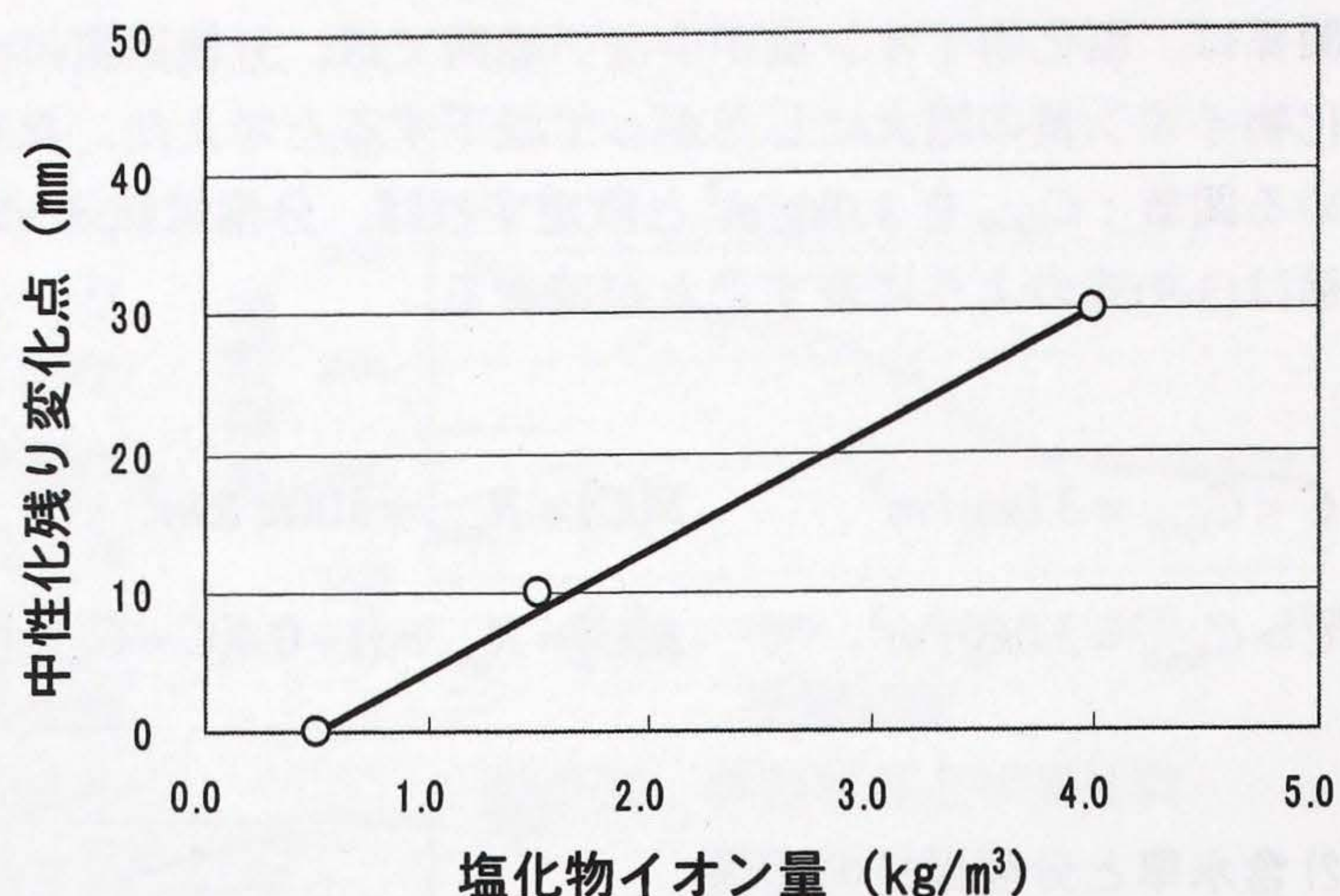


図 3-24 塩化物イオン量と中性化残りの変化点の関係

の傾向は，塩化物イオン量に左右され，塩化物イオン量が多いと，中性化残りが大きくても分極抵抗が低下する．このように塩化物イオン量が同じ条件では，中性化残りの変化により分極抵抗が低下する変化点が見られる．この中性化残りの変化点  $X_{cr}(\text{mm})$  と塩化物イオン量との関係を図 3-24 に示した．この結果によれば，中性化残りの変化点  $X_{cr}$  と塩化物イオン量：C の関係は式 (3-11) のように表すことができる．

$$X_{cr} = 8.57C - 4.28 \quad (3-11)$$

この式では，塩化物イオン量が  $0.5\text{kg/m}^3$  以下になるとマイナスの値を取るようになる．実際には，塩化物イオン量がゼロ近くでは塩化物イオン量の影響は小さいと考えられ，この式の妥当性が裏付けられる．したがって， $X_{cr}$  がマイナスのときは， $X_{cr}=0$  と呼びかえるものとする．以上から，分極抵抗： $R(X)$  と中性化残り： $X$  との関係は式 (3-12) のように表すことができる．

$$\begin{aligned} X \geq X_{cr} & \quad R(X) = 1.0 \\ X < X_{cr} & \quad R(X) = 1 + (1/30) \times (X - X_{cr}) \end{aligned} \quad (3-12)$$

ここで， $X_{cr}$ ：式(3-8)で求められる中性化残りの変化点(mm)  
 $X$ ：中性化残り(mm)

以上をまとめて，塩化物イオン量，含水率と中性化残りから鉄筋の腐食速度に関連



するパラメータである分極抵抗： $R$ を推定する式を (3-13)に示す.

$$R = R(W) \cdot R(X) \quad (3-13)$$

$R(W)$ ：塩化物イオン量と含水率の関数

$$R(W) = \frac{R(C)}{1 + \exp(1.3 \cdot W - 5.0)}$$

$$C < C_{\text{limit}} = 3.0 \text{ kg/m}^3 \quad R(C) = R_{\text{max}} = 500 \text{ k}\Omega \text{ cm}^2$$

$$C > C_{\text{limit}} = 3.0 \text{ kg/m}^3 \quad R(C) = R_{\text{max}} \times (1 - 0.4(C - C_{\text{limit}}))$$

$C$ ：コンクリート中の塩化物イオン量( $\text{kg/m}^3$ ),  $C_{\text{limit}}$ ：限界塩化物イオン量( $\text{kg/m}^3$ )

$R(X)$ ：中性化残りに関する関数

$$X \geq X_{\text{cr}} \quad R(X) = 1.0$$

$$X < X_{\text{cr}} \quad R(X) = 1 + (1/30) \times (X - X_{\text{cr}})$$

$X$ ：中性化残り(mm),  $X_{\text{cr}} = 8.57C - 4.28$  (mm)

さらに、分極抵抗： $R$ と腐食速度： $V$ との関係は、

$$V = 2.37 \times 10^{-4} / R \quad (3-14)$$

ここで、 $V$ ： $\text{mg/cm}^2/\text{年}$ ,  $R$ ： $\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$

と示される。

#### 3.4.4 推定式の検証

構築した鉄筋腐食速度の推定式を検証する。腐食速度は種々の因子に左右されるため、要因を的確に制御した供試体試験データを用いて検証することとした。

コンクリート供試体の寸法、鉄筋と電気化学的特性値を求めるためのステンレス対極の配置は、図 3-25 に示すとおりで、水セメント比 (W/C : 50, 60, 65, 70%) 4 種類と初期混入塩化物量 ( $\text{Cl}^-$  : 0, 0.6, 1.2, 2.0, 5.0  $\text{kg/m}^3$ ) 5 種類の計 20 配合とした。また、表 3-9 には W/C 50%および 60%の配合を示す。スランプおよび空気量はそれぞれ  $12 \pm 2 \text{ cm}$ ,  $4.5 \pm 1\%$ に調整した。また、W/C 65%および 70%のコンクリートは、W/C 60%の配合に加水し W/C とした。表 3-10 に  $20^\circ\text{C}$ , 相対湿度(R.H.) 60%の恒温恒湿室内で気中養生した時の材齢 28 日の圧縮強度を示す。



供試体はコンクリートを打設した翌日に脱型し、コンクリート打設下面を試験面にして残り5面をエポキシ樹脂で塗装した後、温度20℃、R.H.60%の恒温恒湿室内で90日間気中養生した。その後、温度20℃、R.H.60%、炭酸ガス濃度5%の条件下で中性化を行った。

腐食状況の調査は、電気化学的特性値である自然電位と分極抵抗を用いた。分極抵抗の測定（交流インピーダンス法）は、鉄筋を試料極、対向するステンレス丸鋼を対極として、10Hz

と20mHzの2周波数から実施し、鉄筋の表面積49.0cm<sup>2</sup>を用いて単位表面積当りの腐食減量(mg/cm<sup>2</sup>/年)に換算した。なお、得られた値は単位鉄筋表面積当りの平均腐食速度である。自然電位の測定は、鉄筋を電位差計の+端子に、銀塩化銀照合電極を一端子に接続し、25℃での銅硫酸銅照合電極に対する値に換算して実施した。促進中性化中の各供試体の中性化深さは、上記供試体と同様に作製した外寸法100×100×400mmの角柱供試体を端から定期的に割裂して調べた。中性化部は割裂面にフェノールフタレイン溶液を噴霧して測定した。中性化残りは、中性化深さを鉄筋かぶりから減算して求めた。コンクリートの含水率の測定は、高周波容量式を用いて、コンクリートの表面で実施した。

図3-26には、中性化残り、塩化物イオン量、含水率の各データ一つずつを一組としてそれから推定された分極抵抗値を□印、実測値を○印として、プロットした。この2つの値の差の平均は-15kΩ・cm<sup>2</sup>、標準偏差は75kΩ・cm<sup>2</sup>であり、若干の値のずれはあるものの、誤差は小さいと評価できる。

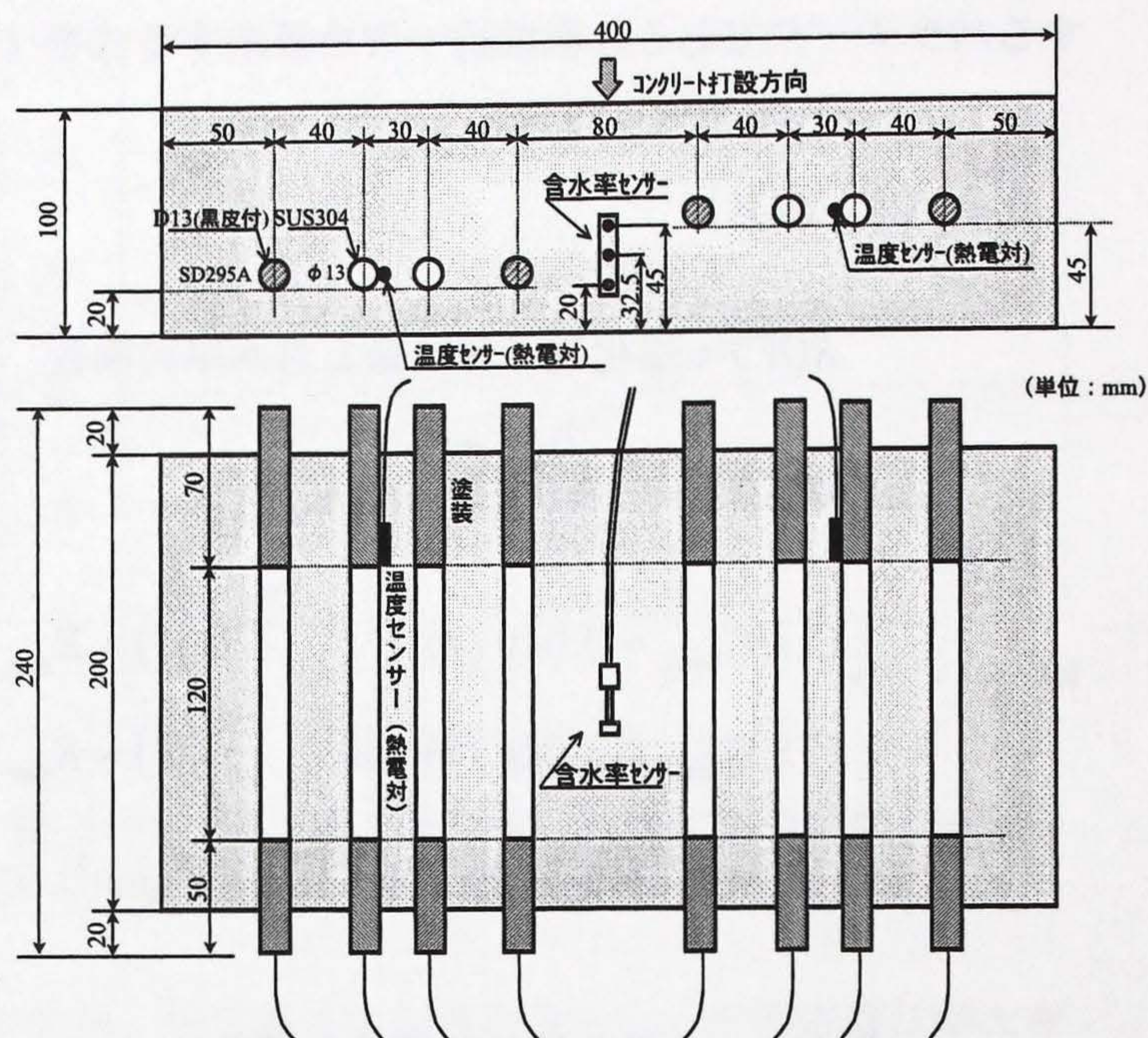


図3-25 鉄筋コンクリート供試体

表3-9 コンクリートの配合

W/C (%)	S/(S+G) (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
		W	C	S	G
50	43	165	330	778	1039
60	45	165	275	835	1028

C : 普通ポルトランドセメント, S : 細骨材 (洗い海砂, 砕砂), G : 粗骨材 (砕砂)

表3-10 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

W/C (%)	塩化物イオン量 (Cl <sup>-</sup> :kg/m <sup>3</sup> )				
	0	0.6	1.2	2.0	5.0
50	32.5	31.5	34.1	32.5	32.5
60	24.2	28.0	26.8	26.8	25.1
65	21.7	22.9	22.6	22.3	22.2
70	17.7	19.1	19.5	19.9	20.1



### 3.5 まとめ

現状の鉄筋の腐食程度を定量的に把握することを目的として、レプリカを用いる方法と腐食の有無を非破壊的に検知する手法として汎用されている自然電位から目視による鉄筋腐食度、腐食面積率と概略の腐食量を求める手法を検討した。

また、鉄筋腐食による劣化予測に必要な

腐食速度を健全度調査から得られる中性化等コンクリートの品質に関する特性値から推定する手法について検討した。その結果を以下にまとめる。

- (1) 鉄筋を破断しないで、腐食減量を直接測定する方法としてレプリカを用いることができる。
- (2) 汎用されている自然電位法に着目し、かぶり部分で生ずる電位変動分を、含水率および中性化深さで補正する経験式を見出した。
- (3) 補正式を基に鉄筋腐食の有無のみならずその程度を評価する自然電位補正法を提示し、実構造物に適用して、妥当性を確認するとともに、他の方法で求めた腐食減量のクロスチェック等に簡便に用いることができる簡易法を提案した。
- (4) 塩化物イオン量、含水率と中性化残りから鉄筋の腐食速度に関連するパラメータである分極抵抗を推定する式を提案した。

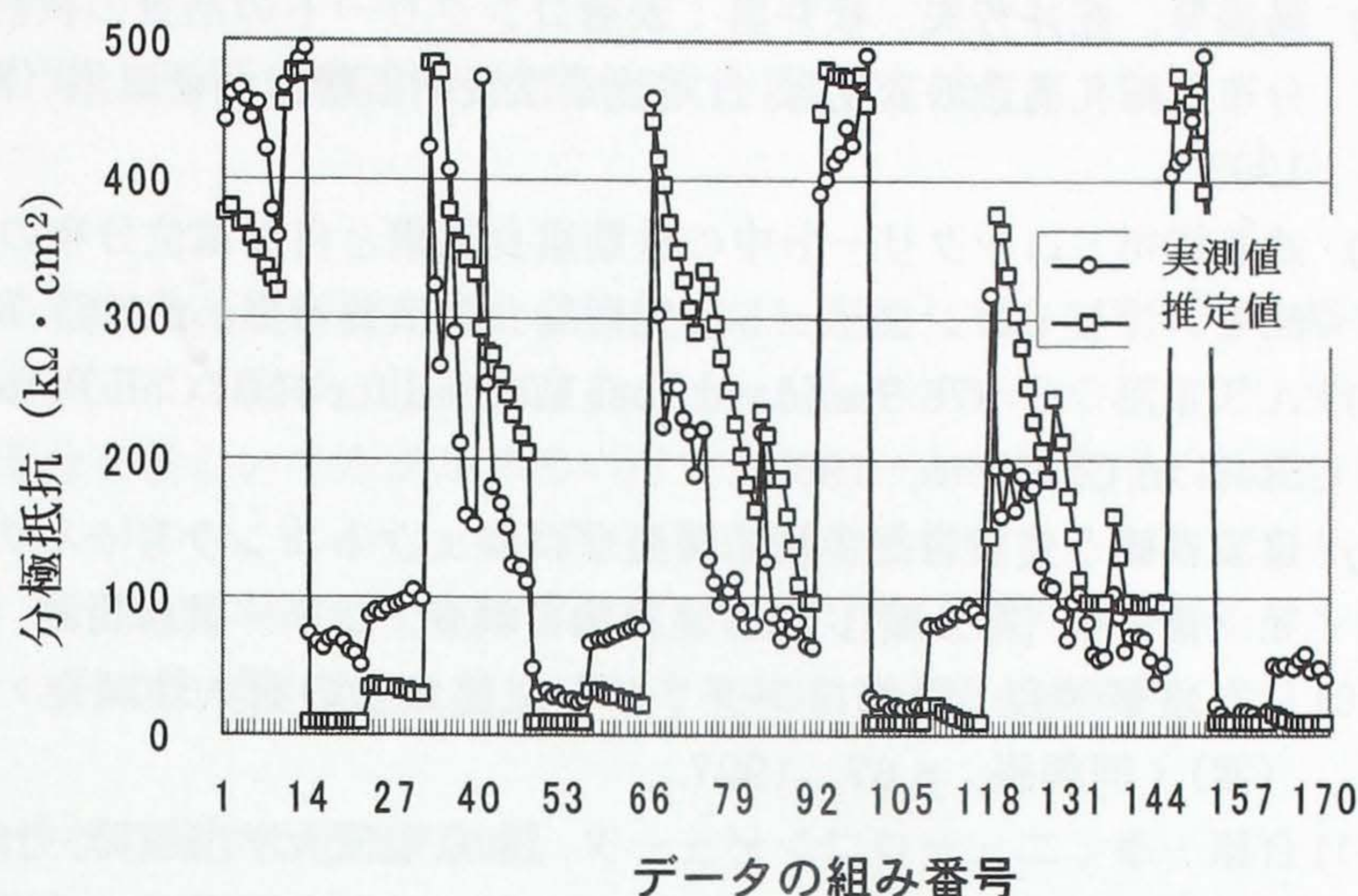


図 3-26 推定値と実測値の比較

### 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書【維持管理編】に準拠した維持管理マニュアル（その1）および関連資料，コンクリート技術シリーズ 57，2003.
- 2) 宮川豊章：コンクリート構造物における電位の測定，防食技術，Vol.37，No.7，pp.465-467，1987.
- 3) 松村也寸志，小林茂広，川島恭志，宮川豊章：自然電位法による鉄筋腐食診断の実用化について，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第5部，pp.174-175，1994.
- 4) 片岡国牟：自然電位法によるコンクリート中の鉄筋の腐食診断に関する測定方法について，防錆管理，Vol.39，No.11，1995.
- 5) 田村博，永山勝：コンクリート表面における腐食モニタリング用電気化学的特性値の一解釈，日本建築学会構造系論文報告集，第410号，pp.1-8，1990.



- 6) 湯浅昇, 笠井芳夫, 松井勇: 表層コンクリートの品質の検討 (乾燥に伴う含水率分布と細孔構造の変化), 日本建築学会学術講演会梗概集 (関東), pp.449~450, 1993.
- 7) 武若耕司: コンクリート中の鉄筋腐食機構と自然電位分布の関係について, 第12回セメント・コンクリート研究討論会講演要旨集, p.3-4, 1985.
- 8) ASTM C-876: Standard Test Method for Half Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete, 1980.
- 9) 建設省編: 建設省総合技術開発プロジェクトコンクリートの耐久性向上技術の開発「報告書 [第2編]」塩害建築物の調査・診断・補修指針 (案), 1988.
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針 (案)・同解説, p.67, 1997.
- 11) 合原一幸: ニューロコンピュータ, 東京電機大学出版局, 1988.
- 12) シー・エー・イー: ニューラルネットアシスタント Vr.1.4 操作説明書, 2002.



## 第4章 断面修復材の接着性状と施工方法

### 4.1 はじめに

中性化や塩害による鉄筋腐食あるいはアルカリ骨材反応に起因してひび割れや空隙が生じた場合、安価で、道具立てが簡単、作業内容をイメージしやすい等の理由で、劣化部をはつり取り、欠損部分を新しいモルタルあるいはコンクリートで修復する断面修復工法により補修するケースが多い。しかし、断面修復材が剥離・剥落するケースが多々発生している。そこで、断面修復材として汎用されているポリマーセメントモルタルに着目し<sup>1,2)</sup>、接着性向上のための材料選定と施工における対策・留意点を検討した。

### 4.2 断面修復材の接着性状に関する従来の知見

断面修復材が剥離・剥落した箇所の調査<sup>3)</sup>によれば、多くの場合、補修モルタルとコンクリート躯体の界面、補修モルタルの層間に空隙が確認され、接着強度も低い場合が多い。さらに調査によれば、剥離・剥落が生じたケースではポリマーセメントモルタルを用いるほうが普通セメントモルタルにより断面修復した場合より発生頻度は低いようである。セメントモルタルにポリマー混和材を混和すると、ポリマーフィルムの形成による水密性の組織構造となるために、水の散逸に対する抵抗性が高くなり、保水性が向上するとともに、セメントコンクリートやモルタルはもちろんのこと、石材、鋼材、タイルなど各種材料によく接着するようになるとも言われている。

また、吹き付け施工<sup>4)</sup>のほうが、こて施工に比べ剥離・剥落の発生頻度は小さいようである。打音検査の結果、濁音となり剥離・剥落が懸念される箇所の多くは断面修復材とコンクリート躯体の界面や断面修復材自体の層間に空隙が確認される場合が多い。密実なモルタルを得るには十分な締め固めが不可欠である。また、接着の理論によれば、界面での補修材と躯体との密着度合いが高いほど良好な接着性が期待できる。こて施工では、コンクリートをバイブレータで締め固めるような力でモルタルを押えることはできないために、空隙が残るケースが多い。吹き付け工法でも同様のことが生じているが、こて施工箇所の頻度に比べれば小さいようである。因みに、こて施工は締め固め不足の傾向にあるために単位容積質量も小さめで  $1900\text{kg/m}^3$  を上回ることは稀である。一方、吹き付け工法は、圧縮空気を利用して補修モルタルを勢いよくコンクリート躯体に叩きつけるので、現状ではこて施工したモルタルに比べ、単位容積質量は増加して  $2100\text{kg/m}^3$  程度の値を示すようになる。

さらには、通常断面修復材を施工する場合には、施工面に水を散布することがある。水散布処理のほうが無処理の場合に比べ浮き箇所や剥離・剥落の発生頻度は小さいようである。断面修復に使用される補修材の容量は、躯体本体に比べ著しく小さいことと躯体は建設後ある程度の期間が経過しているもので、打設直後のような高い含水率ではないことに起因して、断面修復材がまだ固まらない状態のとき、補修材の水和に必要な水分が躯体に吸収され、補修材自体が硬化不良となる場合がある。接着の理論<sup>5,6)</sup>によれば、補修材の特に界面近傍の補修材自体の強度が高いほど高い接着強度を得ることができる。



したがって、硬化不良が生じると接着強度は低下するために、浮きや剥離・剥落が生じやすくなる。この現象は「ドライアウト」と呼ばれる。この現象を回避するために前処理として「水打ち」と呼ばれる散水作業工程がある。ただし、水を著しく過剰に散布すると水が多いことすなわち水セメント比が大きくなり低強度の補修材が生じて、接着強度が低下する原因となる。「水打ち」は、躯体の吸水量が乾燥条件によって異なるため、散水量を定量的に決めることができず、定性的な表現で規定されるにとどまっている作業で現場作業者に一任されている現状にある。

#### 4.3 はつり方法の違いが接着強度に与える影響

はつり方法の違いが接着強度へ与える影響について検討を行った。

はつり方法は、電動ピック等のブレイカーによるはつり方法と、ウォータージェットを使用したはつり方法の2種類である。ウォータージェットはハンドガンタイプを用い、水圧を200MPa、水量を15リットル/分とした。

ポリマーセメントモルタルを塗布後、20℃、相対湿度40%の恒温室内で材齢28日まで養生を行い、40×40mmの大きさにコンクリート板まで切り込みを入れ、鋼製アタッチメントをエポキシ樹脂で接着させた後、建研式接着試験機を用いてポリマーセメントモルタルの接着強度試験（図4-1）を行った。

接着試験結果を図4-2に示す。ウォータージェットを用いた場合はブレイカーを用いた場合と比較して、接着強度が増加する傾向があり、より有利な方法であることがわかる。また、この場合の接着試験における破断位置はすべて母材コンクリート中での破断であった。

ただし、実施工においては補修規模や施工環境等の制約により、ブレイカーによるはつりを選定することも多い。そのため、ブレイカーによるはつりを適用した場合、はつり後に表面を高圧水などで洗浄し、微細ひび割れや浮きを除去することが重要である。手ばつりでは、はつり面に微細なひび割れが残ることが明らかになった。ウォータージェットによるはつりは、はつり面に微細なひび割れを発生させることなく、安定した接着強度が得られることが確認された。

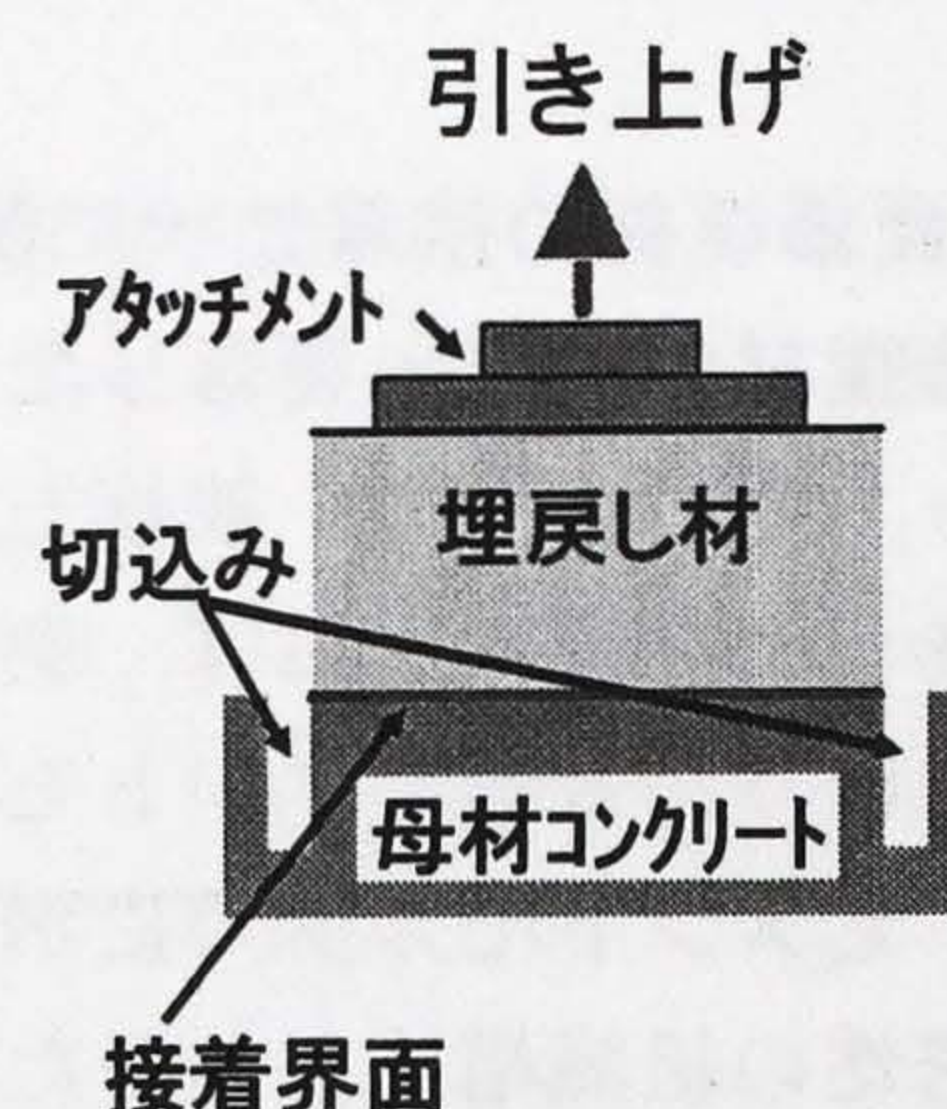


図4-1 接着強度試験方法

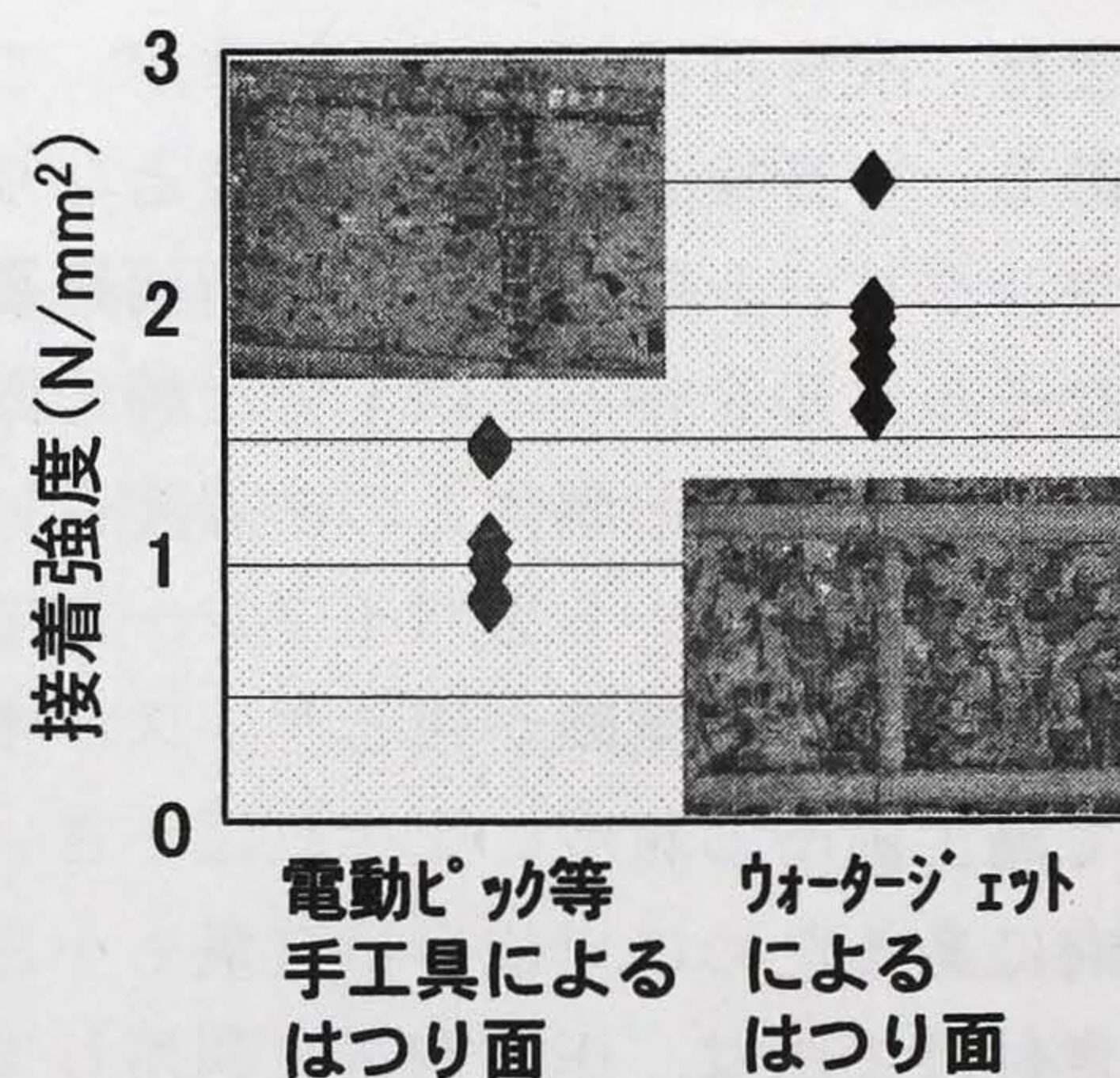


図4-2 接着強度試験結果



#### 4.4 補修材のドライアウトに関する検討

補修材のドライアウトが接着強度に与える影響を調べるために、試験的に作製したポリマーセメントモルタルを3種類の下地条件でコンクリート板に施工した後、接着強度試験を行った。コンクリート板には大きさ  $300 \times 300 \times 60 \text{ mm}$  の市販品を用い、ポリマーセメントモルタルの塗布厚さを  $5 \text{ mm}$  とし、下地処理方法を絶乾状態（乾燥したコンクリート板にポリマーセメントモルタルを直接塗布する。無処理と称す）、水散布（塗布前30分間湿潤状態後、余剰水を除去しポリマーセメントモルタルを塗布）、乳剤散布（アクリル系ディスパージョン3倍希釈液を  $200 \text{ g/m}^2$  塗布し乾燥後、ポリマーセメントモルタルを塗布）の3種類とした。ポリマーセメントモルタルは、ポリマーの種類を4種類（ポリマー無添加の供試体を含めて5種類）とし、混練直後の単位容積質量が  $2100 \pm 100 \text{ kg/m}^3$ 、JIS R 5201 に規定されるフロー値が  $180 \pm 10 \text{ mm}$ 、保水率が  $0.4 \pm 0.05\%$ 、 $0.6 \pm 0.05\%$ 、 $0.8 \pm 0.05\%$  となるように調製した。なお、保水率は日本建築仕上材工業会規格 NSKS-003「補修用注入ポリマーセメントスラリーの保水試験」に規定されるように、内径  $50 \text{ mm} \times$  高さ  $10 \text{ mm}$  の型枠内のポリマーセメントモルタルからろ紙への水分の広がりから、以下の式で算出した。

$$\text{保水率} = 50/D \quad (D(\text{mm}) : \text{平均広がり直径}) \quad (4-1)$$

ポリマーセメントモルタルを塗布後、 $20^\circ \text{C}$ 、相対湿度  $40\%$  の恒温室内で材齢 28 日まで養生を行い、 $40 \times 40 \text{ mm}$  の大きさにコンクリート板まで切り込みを入れ、鋼製アタッチメントをエポキシ樹脂で接着させた後、建研式接着試験機を用いてポリマーセメントモルタルの接着強度試験を行った。各条件につき3体ずつ試験に供した。

図 4-3 に保水率  $0.4\%$  程度の場合における下地処理方法と接着強度の関係、また図 4-4 には無処理の場合の接着強度と保水率との関係をそれぞれ示す。下地が無処理のものは、ポリマーセメントモルタルの保水率が小さいほど接着強度が低くなる傾向にあり、接着強度の目安として適用されることの多い  $1 \text{ N/mm}^2$  を下回っているものもある。これは、保水率が小さいとポリマーセメントモルタル中の水分が母材コンクリートに吸われ、界面付近の水和が不十分になってドライアウトを生じ、接着強度が低下したものと推定

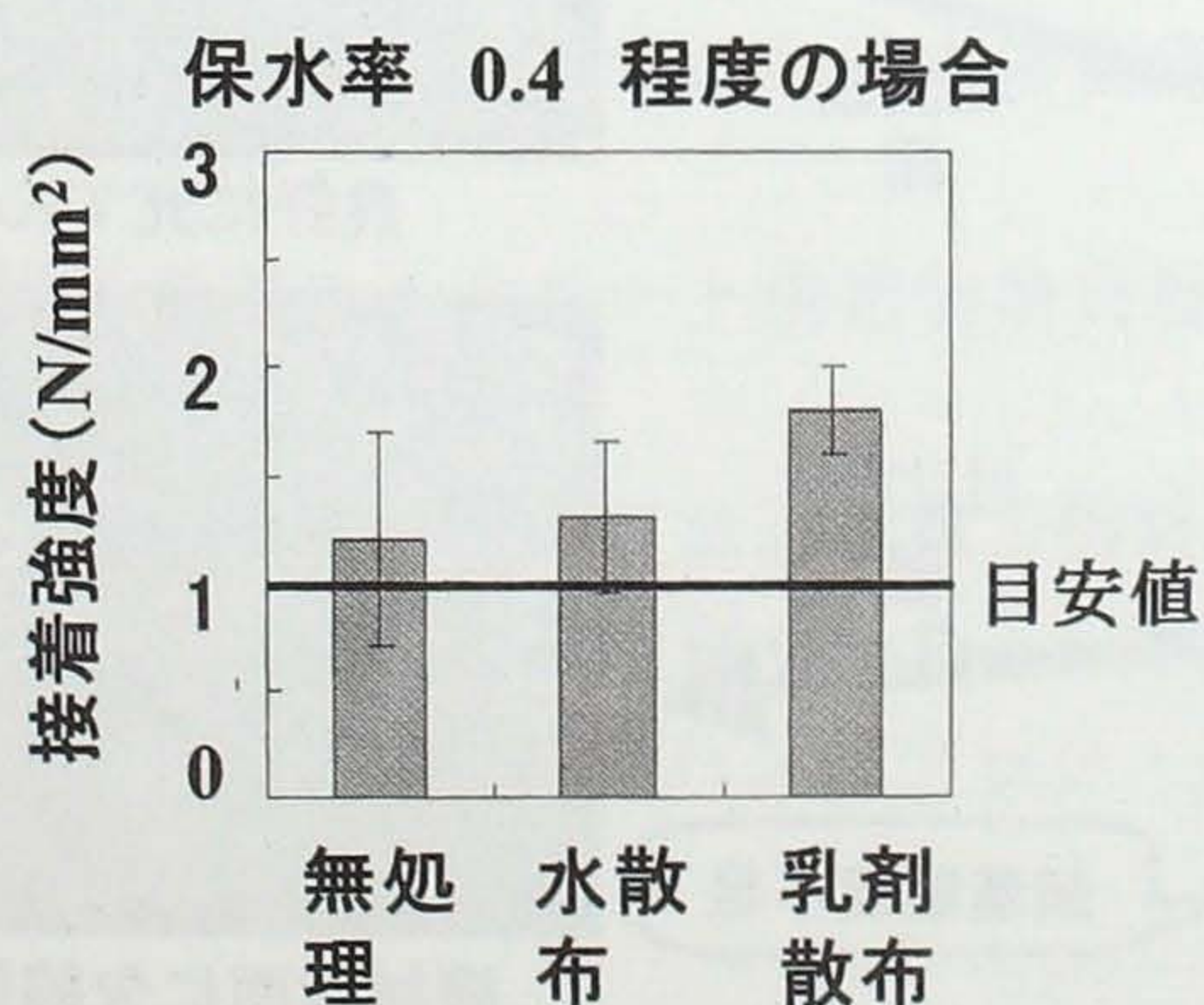


図 4-3 下地処理と接着強度の関係

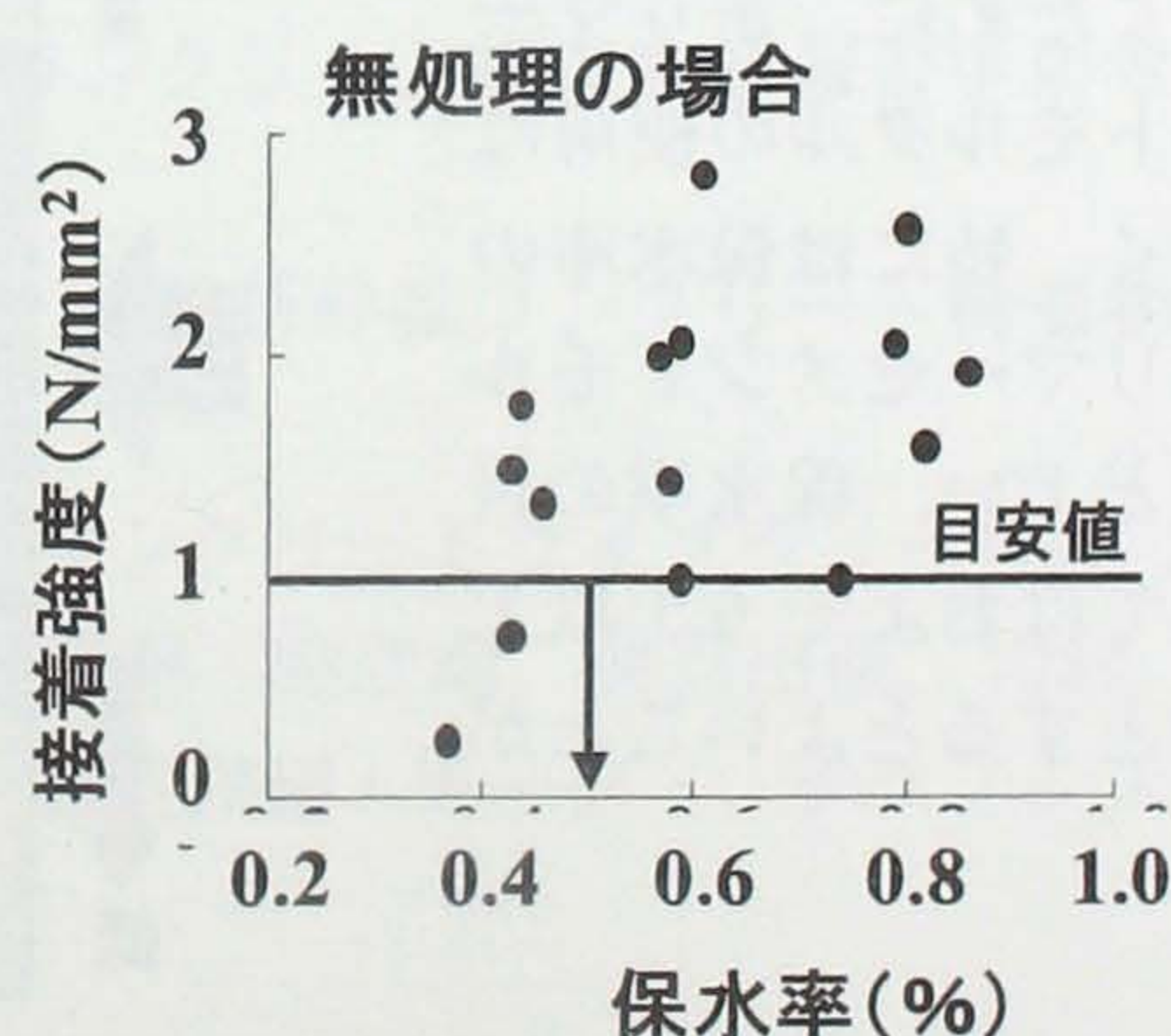


図 4-4 保水率と接着強度の関係



される。下地処理に水湿しを行ったものでも、接着強度が  $1\text{N/mm}^2$  を下回っているものがみられる。水湿しは、コンクリートの含水率を高めることによってポリマーセメントモルタルのドライアウトを低減させることが期待されるが、実際の施工では水湿しからポリマーセメントモルタルの施工までの間に水分が蒸発して乾燥する可能性があること、過剰の水散布を行うと余剰水によって界面付近の水セメント比が高くなることから、接着強度が低下するおそれがあるので適用にあたっては注意が必要である。下地に乳剤散布を行ったものでは、無処理や水散布と比べて安定した接着強度を示している。

以上の結果から、ポリマーセメントモルタルの施工にあたっては、保水率の高い材料を用い、下地には乳剤散布を行うことが、接着強度の改善に対して効果的であることがわかった。

無処理の場合、補修モルタルの保水率が高いほど接着強度は高いことから、補修モルタルとして、水分や有害なイオンの移動を抑制する目的でポリマー混和材を添加したセメントモルタルを用いることの優位性が再確認された。

また、水分の散逸を未然に防ぐ目的で水散布をすると接着強度は高くなる。しかし、散布する水量が多くなると散水後に施工した補修モルタルの界面近傍の水セメント比が高まることにより接着強度が低下することが再確認された。最適な水散布の程度が存在するであろうが、コンクリート躯体の乾燥状態のほか、気温、風速等環境条件も関わるので、散布水量の定式化は難しいものと推察される。これまでの断面修復による補修工事でも水散布は行われてきたが、散布水量に対する規準等は皆無で職人だのみの現状であることが、不具合の一因でもある。そこで、先に示した条件に左右されることが少ないアクリルエマルジョンを用いる乳剤散布を検討した。所定量施工することで、安定かつ高い接着強度を得ることが可能となった。

現在市販されている補修モルタルは一度に施工可能な厚みは限られているために、通常の補修工事においては、補修モルタルの施工は数回に分けて施工される。補修モルタルを打ち継ぐ場合も水分の散逸による硬化不具合を防ぐために、ポリマーセメントモルタルの使用は望ましく、特に保水率の高いポリマーセメントモルタルほどよい。保水率の目安としてはおよそ 0.5 以上を目安とするとよいことが判った。

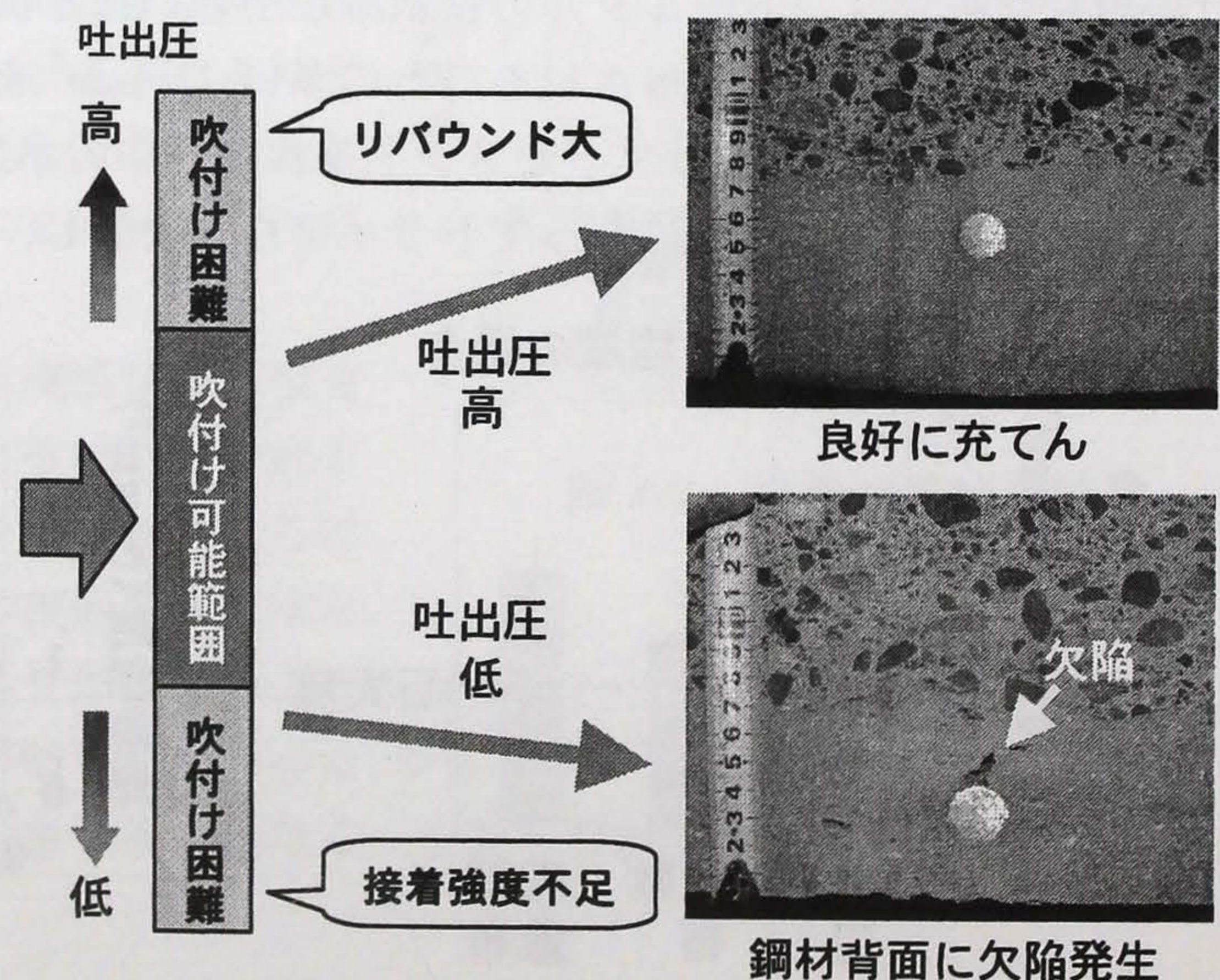


図 4-5 吐出圧（吹付け風量）と密実性・密着性の関係



#### 4.5 接着界面および断面修復材の空隙に対する検討

断面修復材の接着強度は、断面修復材と母材コンクリートの密着性が良いほど、断面修復材が密実であるほど高くなる。密実かつよく密着させるよう良好に充てんするには、吹付け可能な範囲で高い吹付け圧かつ大風量で叩きつけるような吹付け施工が望ましいことが判った（図 4-5）。このような条件では、施工された断面修復材の単位容積質量はおよそ  $2000\text{kg/m}^3$  以上である場合が多く（表 4-1）、吹付け施工の品質の管理指標として単位容積質量が適用可能であることが判った。

表 4-1 吐出圧（吹付け風量）と接着強度、単位容積質量の関係

吐出圧（吹付け風量）	大	小
接着強度（ $\text{N/mm}^2$ ）	0.8	1.5
単位容積質量（ $\text{kg/m}^3$ ）	1845	2057

#### 4.6 まとめ

断面修復材として汎用されるポリマーセメントモルタルに着目し、接着性向上のための材料選定と施工における対策・留意点を検討した。その結果、以下のことが判った。

- (1) 手工具のみによるはつりでは、はつり面に微細なひび割れが生じて接着強度が低下することから、少なくとも仕上げ段階でウォータージェット等高压水を用いて微細ひび割れを除去することが望ましい。
- (2) ドライアウトによる接着強度低下を防止するためには、従来の水散布に変えて 20% 程度の樹脂を含有する乳剤を散布することと、保水率（0.5 以上）の高い材料を用いることが有効である。
- (3) 断面修復材の接着強度は、断面修復材と母材コンクリートの密着性が良いほど、断面修復材が密実であるほど高くなる。密着性向上と密実性向上には、吹付け可能な範囲で高い吹付け圧かつ大風量で叩きつけるような吹付け施工が望ましい。施工品質の管理値としては単位容積質量が適用できる。

#### 参考文献

- 1) 友澤ほか：最新・コンクリート混和剤の技術と応用，シーエムシー，pp.230-253，2001.
- 2) 西日本旅客鉄道株式会社鉄道本部施設部：コンクリート構造物補修の手引き〔第 2 版〕，2002.
- 3) 山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会：山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会報告書，2000.
- 4) 土木学会：表面保護工法設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー119，2005.
- 5) 木村馨ほか：高分子素材 One Point 高機能接着剤・粘着剤，共立出版，1989.
- 6) 石井他監修：ぬれ技術ハンドブック - 基礎・測定評価・データ - ，テクノシステム，2001.



## 第5章 塩分吸着剤を用いた補修による防錆効果

### 5.1 はじめに

防錆材として塩分吸着剤を添加した補修材を活用する断面修復工法<sup>1)</sup>において用いられるペーストタイプとモルタルタイプについては、単位塩化物イオン量が $10\text{kg/m}^3$ 以上の高塩分モルタルを用いた室内試験で塩化物イオンの吸着、亜硝酸イオンの放出の程度は確認されている。しかし、躯体中に含まれる塩化物イオンがどの程度の場合にペーストタイプのみ、あるいはモルタルタイプのみを用いるだけでよいのか、また両タイプを併用するのはどのような場合かなど、ペーストタイプとモルタルタイプの適用区分が明らかでない。そこで、小型の供試体および床版を模擬した大型の供試体とそれを補修した供試体を用いた実験ならびに実構造物での調査により、2つのタイプの防錆効果を検討した。また、実構造物の劣化調査から浮き錆を除去した後にも鉄筋に強固に付着している錆の鉄筋地金と錆の界面近傍に高濃度に塩化物イオンが濃集している塩化物ネストの存在を確認するとともに、塩化物ネストが残存する鉄筋コンクリート供試体を亜硝酸リチウムを用いる断面修復工法と塩分吸着剤を用いる断面修復工法の2つの工法により補修して、各防錆材の腐食抑制効果を検証した。

なお、塩分吸着剤は、序論の1.1.5に詳述したとおり、カルシウムとアルミニウムを主成分とする板状の水酸化物層の間に防錆効果のある亜硝酸イオンを担持している物質である。この物質は、塩化物イオンと接するとイオン交換反応により層間に塩化物イオンを吸着し、同時に亜硝酸イオンを放出する性質を有する。したがって、塩化物イオンの低減と亜硝酸イオンの付与という2つの効果により、防錆するものである。

### 5.2 塩分吸着剤を添加した防錆型補修材の防錆効果

#### 5.2.1 ペーストタイプの防錆効果

##### (1) 実験方法

##### 1) 供試体

鉄筋が腐食する場合、当初は鉄筋全面ではなく円周の半分が腐食している場合がほとんどである。この状況を模擬するために、外寸法 $100\times100\times160\text{mm}$ で、鉄筋の円周の半分が所定の塩化物イオンを含むコンクリートに、他方が塩化物イオンを含まない断面修復材に接触するような接合供試体を作製した(図5-1)。コンクリートは、水セメント比:65%, スランプ: $12\pm1\text{cm}$ である。塩化物イオン量は、1, 1.5, 2, 2.5,  $3\text{kg/m}^3$ に調整した。鉄筋は $\phi 10\text{mm}$ であり、この表面の断面修復材と接する側半分にペーストタイプを3mm施工した。この施工は、鉄筋背面まではつることができない場合を想定している。

供試体は、屋外暴露としたが、接合面から水が浸透することを回避するために予め型枠に接していた側面にエポキシ樹脂を塗布した。

##### 2) 試験方法

腐食反応は鉄がイオン化するすなわち溶解する反応と溶存酸素の還元反応が同時に起こる電気化学的反応であり、これらが生じているか否かは自然電位で判断することがで



きる。健全なコンクリートに鉄筋を埋設し場合の自然電位は $-200\text{mV}$ 程度であり、塩化物イオン濃度が高くなるとともに自然電位は卑の方向に移行することから、塩化物イオン濃度と自然電位の関係を調べた。自然電位の測定には、第3章の実験で用いたと同様、鉛照合電極と高入力抵抗電位差計を使用した。自然電位は、かぶりコンクリートの性状に起因して変動するので、鉄筋自体が示す自然電位を見積もるために、かぶりの含水率、中性化深さ、塩化物イオン量で補正した。なお、補正に用いる含水率の測定は、高周波容量式水分量を用いて表層部の含水率を求め、中性化深さはフェノールフタレイン法により求めた。

## (2) 実験結果

図5-2には、暴露開始後6箇月後の補正自然電位と全塩化物イオン濃度の関係を示す。この補正自然電位は所定の塩化物イオンを含むコンクリートの側から測定したものである。 $-250\text{mV}$ より貴な値を示す場合は「腐食なし」と判定できることは第3章で述べた。全塩化物イオン濃度が $1.5\text{kg/m}^3$ までは腐食なしと判定されるが、 $2\text{kg/m}^3$ 以上では補正自然電位が $-250\text{mV}$ 以下の値を示していて腐食環境にある状態と判定される。

以上の結果から、ペーストタイプの防錆型補修材を使用してよい塩化物イオン濃度の上限値は、鉄筋全表面の半分程度にしか施工できない場合は $1.5\text{kg/m}^3$ と設定される。ただし、鉄筋全表面に施工できる場合はこの値より高い塩化物イオン量： $2\text{kg/m}^3$ まで防錆可能と考えられる。

## 5.2.2 モルタルタイプの防錆効果

### (1) 実験方法

#### 1) 供試体の作製

塩分吸着剤を添加したモルタルを用いて補修した場合の塩化物イオンと亜硝酸イオンの深さ方向分布等を調べ、コンクリートの変状、鉄筋の腐食状況と塩分吸着剤の防錆効果について検討することを目的として、大型供試体を作製し、補修を施して暴露試験を実施した。

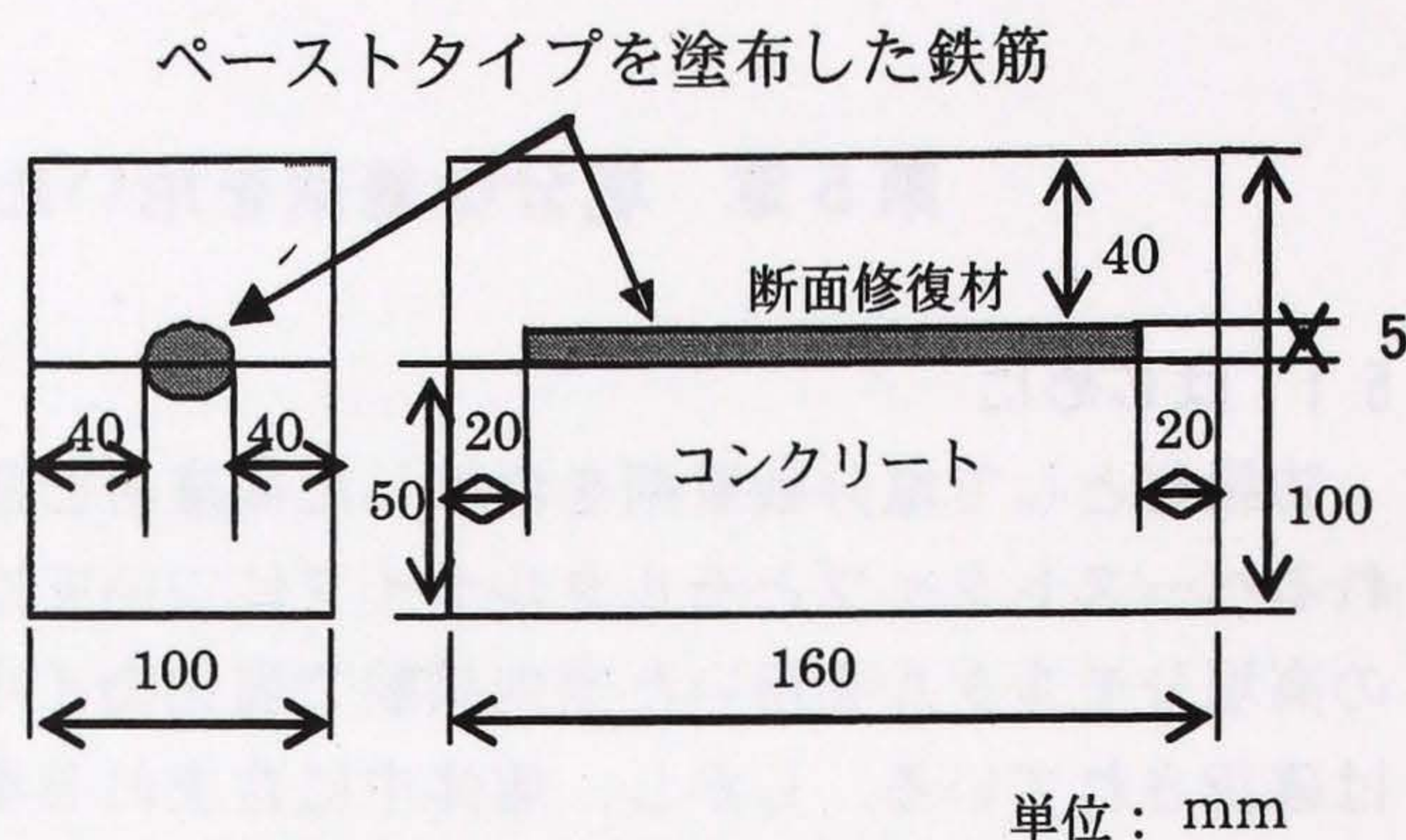


図5-1 コンクリート供試体

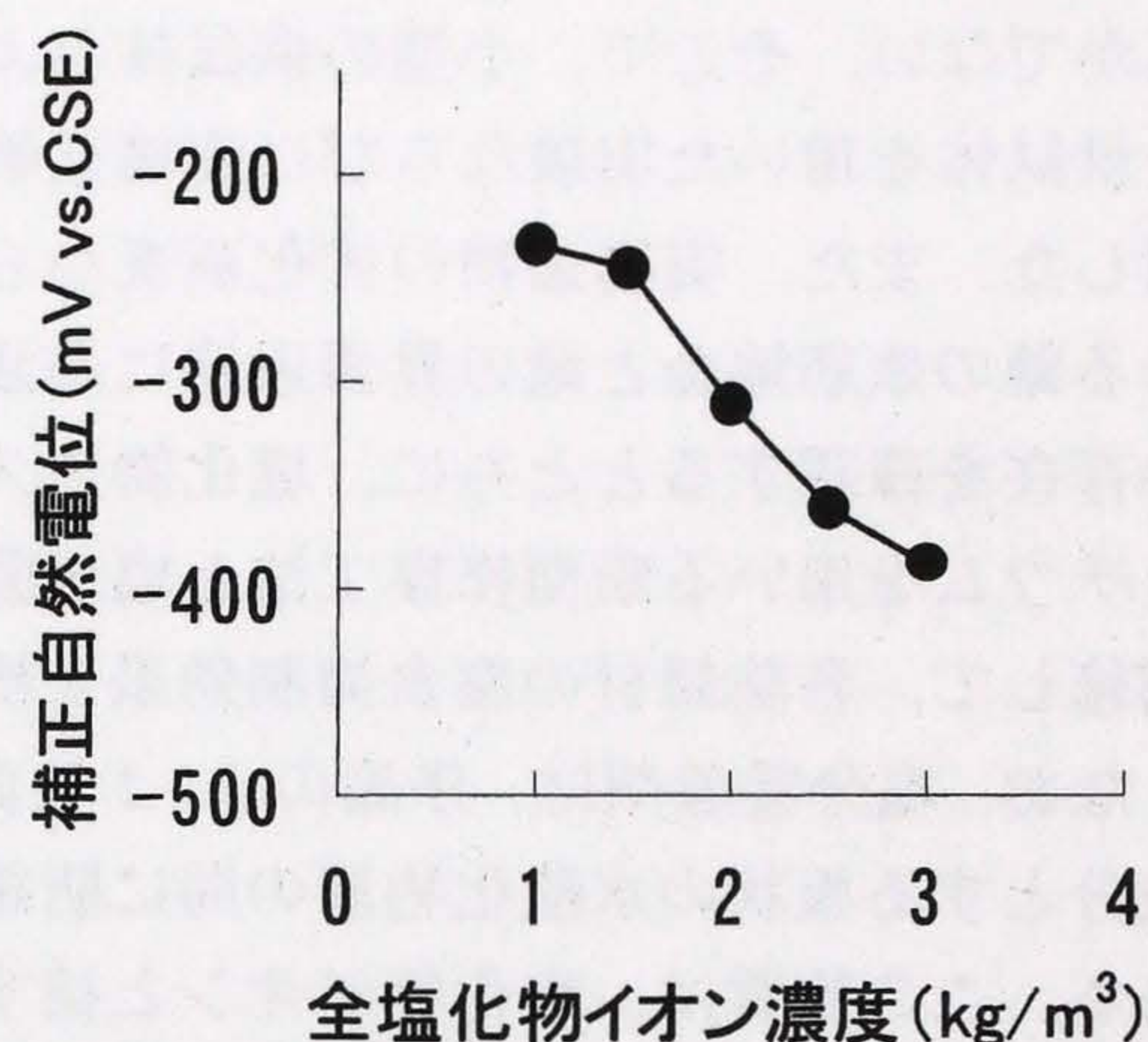


図5-2 補正自然電位と全塩化物イオン濃度の関係



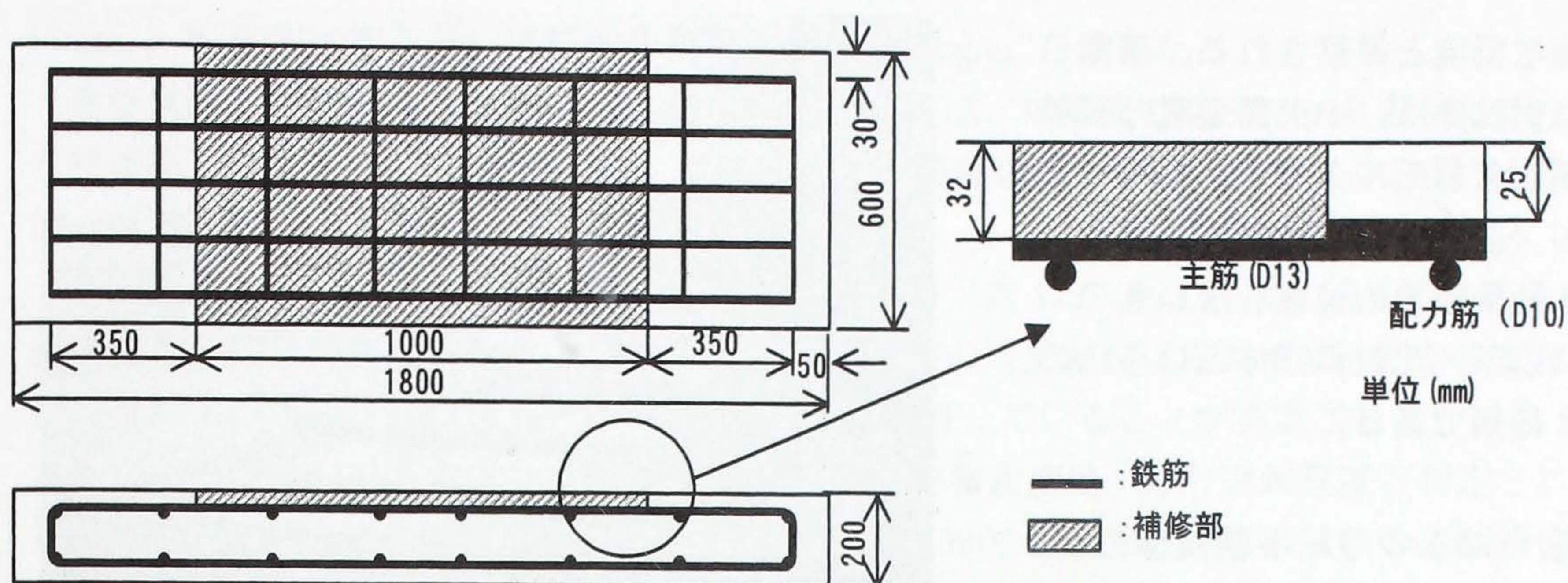


図 5-3 供試体の配筋と補修箇所

表 5-1 コンクリートの配合

粗骨材の最大 寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
				セメント	水	細骨材	粗骨材
25	21.0	4.0	63.5	271	172	876	961

セメント：普通ポルトランドセメント 細骨材：川砂 粗骨材：陸砂 混和剤：AE 減水剤

暴露した供試体は、コンクリート床版を模擬し、図 5-3 に示す寸法と配筋でかぶり厚さは 25mm である。また、コンクリートの配合は表 5-1 に示すとおりで、水セメント比は 63.5% である。塩化物イオン量は、海砂を使用したコンクリートの平均的な塩化物イオン量 1~3 kg/m<sup>3</sup> よりやや多い 4kg/m<sup>3</sup> に調整した。

打設後約半年間経過した段階で、図 5-3 に示す中央部を補修した。補修は、まず長手方向の主筋の半分が現れるまでかぶりコンクリートをはつり取った。次に、塩分吸着剤を含むモルタルを用いて所定の断面に修復した。したがって、補修材は主筋の約半分（上面）が接することになり、主筋より深部に配置された配力筋は塩化物イオンを含むコンクリート中に埋設された状態である。なお、補修した段階では鉄筋の腐食は認められなかった。

## 2) 塩分吸着剤と補修モルタル

実験で使した補修モルタルは、塩分吸着剤の防錆効果の確認のために試作したもので、塩分吸着剤をセメント重量に対して 20% 程度含むモルタルである。また、水粉体比は 65%、フロー値は 150mm 程度、28 日水中養生後の圧縮強度はおよそ 50N/mm<sup>2</sup> である。

## 3) 暴露条件

鉄筋腐食は、高温かつ多湿の海岸付近において活発に進行する。そこで、沖縄県中頭郡中城村の防波堤の上（図 5-4）を暴露箇所とした。日本ウェザリングセンターによって 1992~1999 年に行われた環境調査によれば、西原（琉球大学工学部構内）では、年平均気温は 23.2℃、降水量は 2032mm、飛来塩分量は 0.35mg/dm<sup>2</sup>/day である。暴露箇所は、この観測点から数 km 程度離れてはいるが、海岸に位置しており、高温多湿のきびしい



海塩環境と推察される。暴露した供試体は、中央部を塩分吸着剤を含むモルタルで補修したもの（以下、補修供試体という）、比較検討用の補修しないもの（以下、比較供試体という）の2種類である。

## (2) コンクリート供試体の状況

### 1) 外観観察

7年間暴露した補修供試体の補修部には錆汁や変色などは認められないが、幅 0.2mm 程度のひび割れがある。これは補修後数ヶ月程度で生じ以降進展が認められなかったことから、初期材齢に生じた乾燥収縮によるものであると考えられる。一方、未補修部には、幅 0.3~0.5mm 程度の主筋に沿うひび割れが認められる。主筋に沿うひび割れは、比較供試体でも同様であるが、補修供試体より幅、長さとも大きく、端部では、主筋に沿う幅 1mm 程度のひび割れが全長にわたって認められる。

### 2) 中性化深さ

中性化深さは、垂直方向に採取したコアを用い、フェノールフタレイン法により求めた。補修部では発色しない領域は認められず、中性化の進行は極めて小さい。一方、未補修部および比較供試体の中性化深さは、いずれも 11mm 程度であった。

## (3) 鉄筋腐食状況

### 1) 自然電位

鉄筋の腐食状況を調べるため、鉛照合電極と高入力抵抗電位差計を用いて自然電位を求めた。また、かぶりの性状（含水率、中性化深さ、塩化物イオン量）に起因する電位変動分を補正<sup>1)</sup>するため、高周波容量式水分計を用いて表層部の含水率を求めた。補修供試体の補修部では 5% 程度であるが、未補修部と比較供試体では 4% 程度であり、総じて補修部の含水率は高い傾向にある。

なお、補正に用いる中性化深さは、採取コアを用いて求めた値（補修部：0 mm、未補修部および比較供試体：

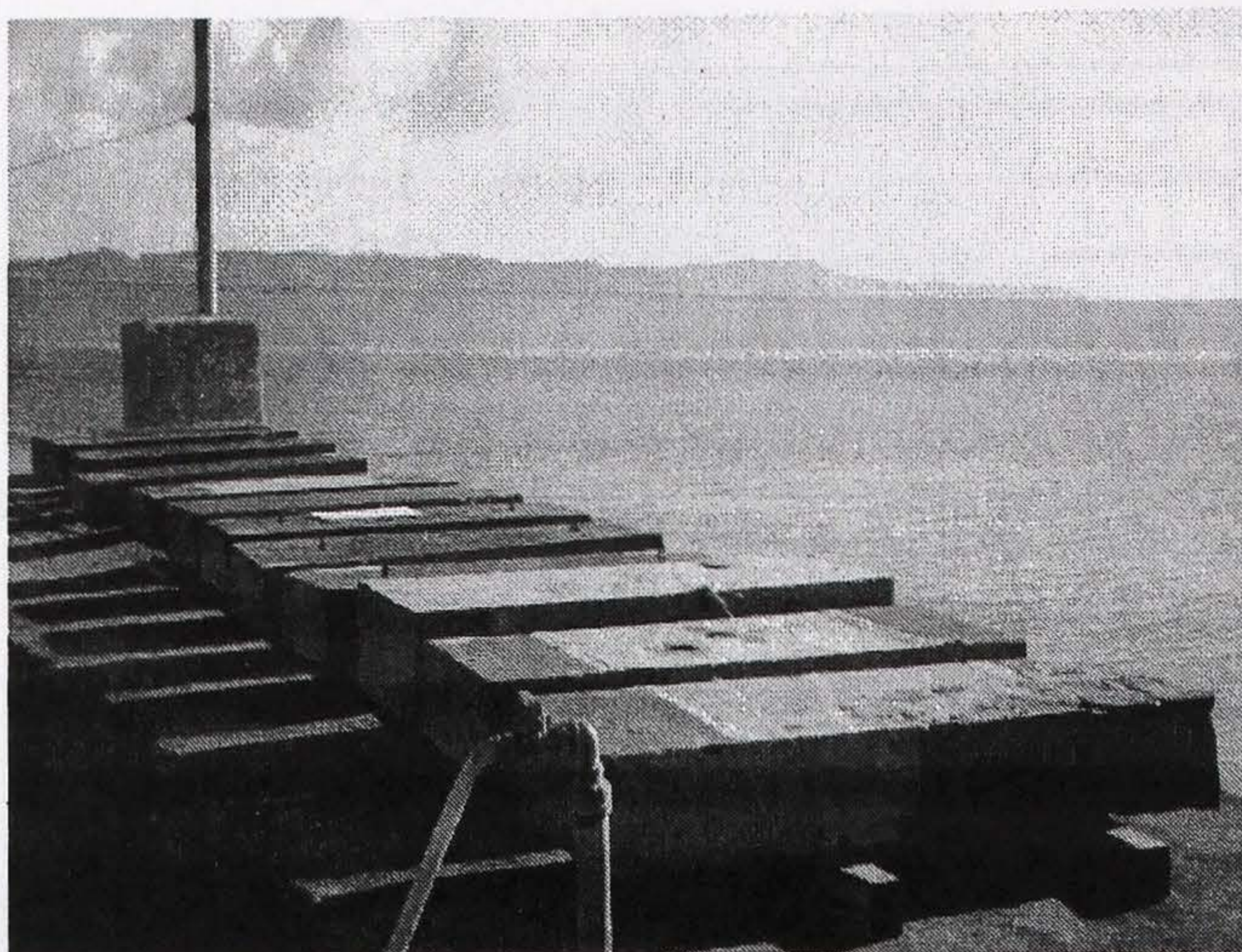


図 5-4 供試体の暴露状況

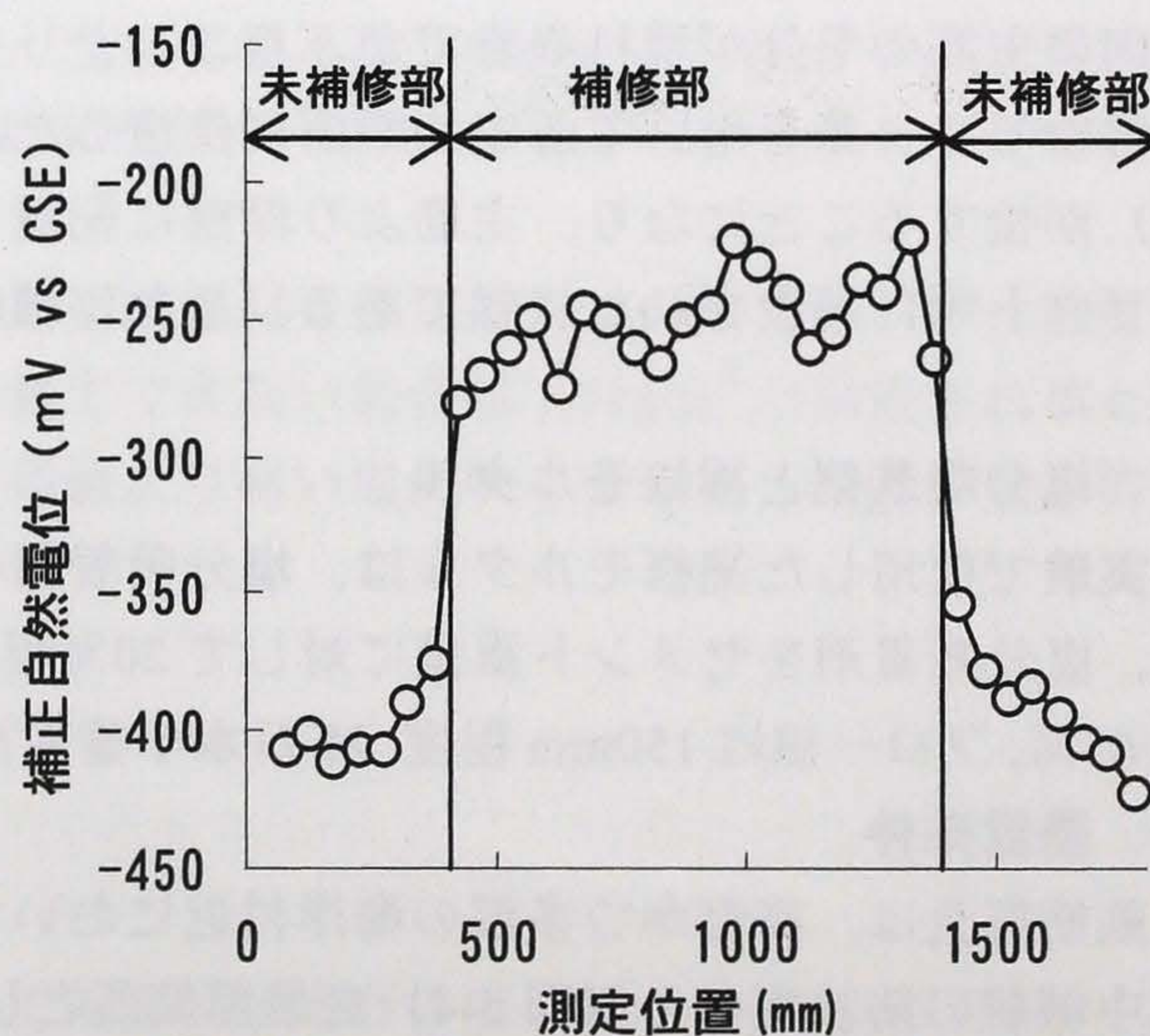


図 5-5 補正自然電位の一例



11mm), 塩化物イオン量は供試体作製時の添加量  $4\text{kg/m}^3$  を用いた。

補修供試体の補正自然電位の全体的な傾向としては、補修部では $-250\text{mV}$ 程度、また未補修部では $-400\text{mV}$ 程度であり、補修部と未補修部の違いは明らかである。図 5-5 には一例として端部の鉄筋の補正自然電位を示す。

第 3 章で示した補正自然電位と鉄筋腐食度の関係 (表 3-2) によれば、補修部は鉄筋腐食度 I, 即ち鉄筋腐食なしと判定される。補修部の自然電位は暴露開始当初から変化しておらず, 7 年間経過しても十分に防錆環境を維持していることが推察される。一方, 未補修部の補正自然電位は,  $-400\text{mV}$ 程度で, 鉄筋腐食度 III, 即ち面錆程度と判定される。また, 比較供試体の補正自然電位も同様に $-400\text{mV}$ 程度で, 補修供試体の未補修部と比較供試体は同程度の腐食状況にあると推察される。

## 2) はつり調査

前節で述べた鉄筋腐食状況を確認するために、未補修部と補修部の境界部分を含む範囲のかぶりコンクリートをはつり取り、目視により鉄筋腐食状況を観察した。

鉄筋の腐食状況を模式的に図 5-6 に示す。補正自然電位による判定で腐食なしと判定された補修部の主筋、配力筋ともに腐食は認められず、塩分を含む環境下に 7 年間あった補修供試体の配力筋に対しても十分な防錆効果が発現していることが明らかになった。また、未補修部の主筋、配力筋とも面錆の状態であった。比較供試体についても、同様の状態であり、補正自然電位による判定と実際の腐食状況はよく符合している。

断面修復による補修を実施した場合、未補修部をアノード、補修部をカソードとするマクロセルが形成され、補修材と躯体の打継ぎ箇所近傍の鉄筋の腐食が却って助長される可能性が指摘されている<sup>2)</sup>。補修供

試体の未補修部および比較供試体から鉄筋を採取し、錆を除去して腐食減量を求めた。未補修部から採取した鉄筋の腐食減量は約 8%, 比較供試体の腐食減量は約 11% であり、未補修部の鉄筋では比較供試体のそれよりやや小さい傾向にある。マクロセル腐食が生じているか否かを正しく把握するには腐食電流を求めるなどさらに詳細な検討が必要であるが、鉄筋の腐食状態から判断する限り、塩分吸着剤を用いて補修したことが、周囲の腐食を助長している可能性は小さいと考えられる。

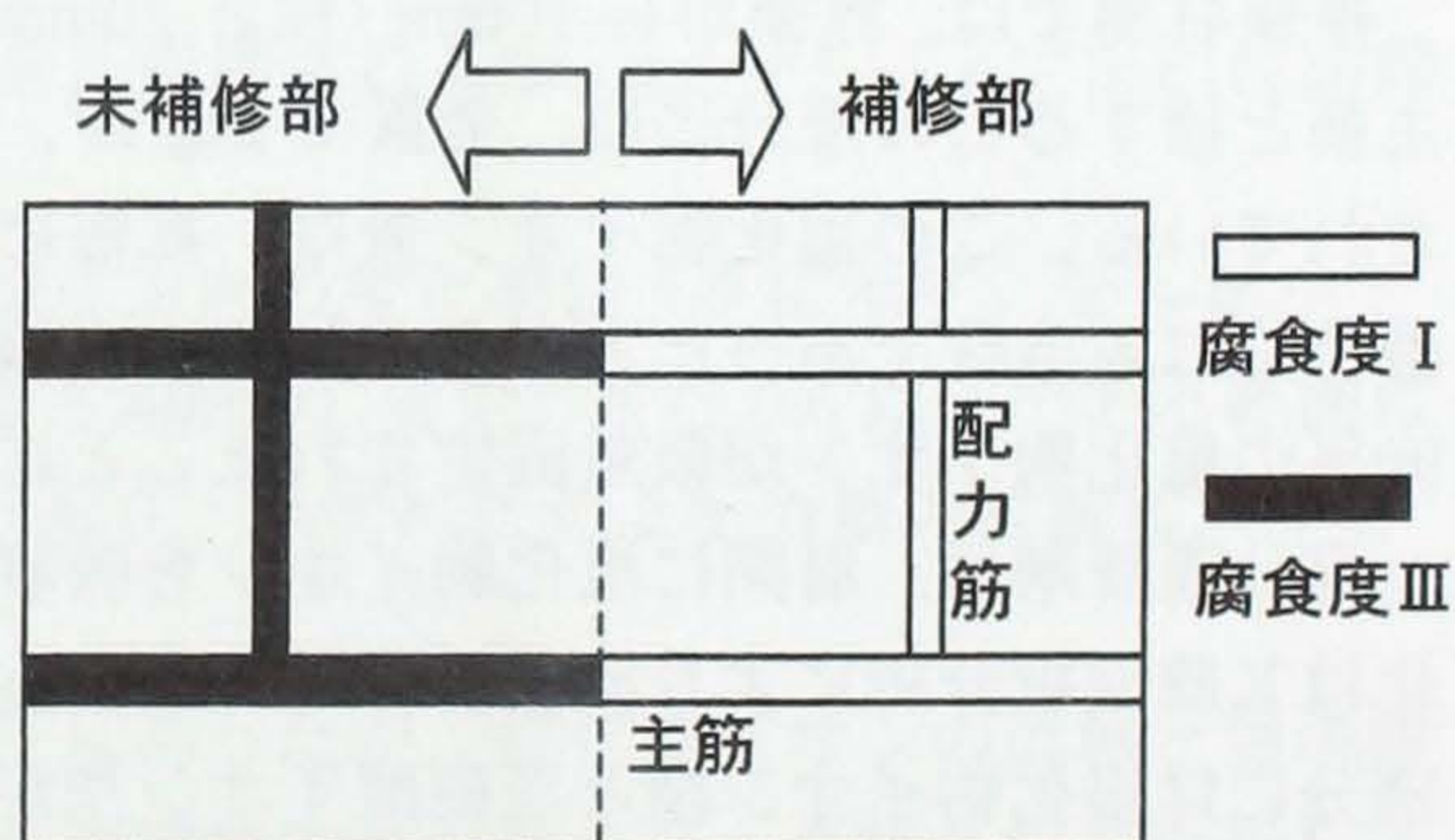


図 5-6 鉄筋腐食状況の模式図

## (4) 塩分吸着剤の防錆能

補修供試体の補修部の配力筋は当初、塩分を含む環境にあったが、7 年間経過しても腐食していないことが判った。そこで、補修材と躯体の界面近傍における塩化物イオンと硝酸イオンの深さ方向分布を調べ、防錆効果について検討した。



### 1) 塩化物イオン

全塩化物イオン量は蛍光X線分析法を活用した外挿法<sup>6)</sup>により求めた。蛍光X線分析装置は、理学電機工業(株)製ZSX100eを用いた。全塩化物イオン量は、固定分と可溶性分に区分される。鉄筋腐食に直接関与するのは可溶性分であり、JCI-SC4<sup>4)</sup>に従ってこれを求めた。試料は補修供試体の補修部から垂直に採取したφ100mmのコアを、厚さ10mmにスライスしたものを破碎して分級後、所定の粒度に調整した粉末である。

図5-7には塩化物イオンの深さ方向分布を示した。補修材は深さ30mmまでであり、それより深部は躯体である。主筋の芯の位置は深さおよそ30mm、配力筋では深さおよそ40mmである。

躯体側に着目すると、深部の全塩化物イオン量は $3.7\text{kg/m}^3$ 、可溶性分は $1.2\text{kg/m}^3$ であり、全量に対する可溶性分の割合はおよそ30%である。また、7年間を経て、塩化物イオンは補修材へ拡散し、その量は界面に向けて低下しているが、とくに低下が著しいのは配力筋付近(深さ40mm)から界面までである。

補修材側では、界面から10mm(深さ20mm位置)の範囲で浸透量が多くなっている。主筋と接するこの部分には、全量で $2\text{kg/m}^3$ 、可溶性分は $0.2\text{kg/m}^3$ の塩化物イオンが検出されている。この塩化物イオン量は、拡散により補修材に移動したものであるから、拡散時には可溶性であったと考えられる。当該箇所の全量と可溶性分の量比から、およそ90%の塩化物イオンが吸着固定されたことになる。

塩分吸着剤は、層間に塩化物イオンを吸着すると、塩化物イオン型に変化し、この変化はX線回折分析により回折線のシフトから調べることができる。主筋と接する補修材部分には塩化物イオン型と亜硝酸イオン型がいずれも検出され、十分な防錆環境を保持しつつもなお相当程度の塩分吸着能を保持していることも明らかとなった。

なお、補修材の表面では $1\text{kg/m}^3$ 程度の全塩化物イオン量が検出されている。これは飛来塩分等により外部から浸入したものであり、可溶性分が検出されないのは、浸入した塩分が吸着剤に捕捉された結果であると考えられる。

### 2) 亜硝酸イオンと防錆能

亜硝酸イオンについては、可溶性塩化物イオンを求めた場合と同様の手順によって試料調整を行った後、東ソー(株)製高速イオンクロマトグラフィを用いて定量した。

図5-8には、亜硝酸イオンと可溶性塩化物イオンの深さ方向分布を示す。補修材と躯体の界面から20mm程度、すなわち配力筋を含む位置で、両イオンとも約 $1\text{kg/m}^3$ である。また、亜硝酸イオンは、深部の躯体側50mm程度まで浸透していて、塩化物イオンが低

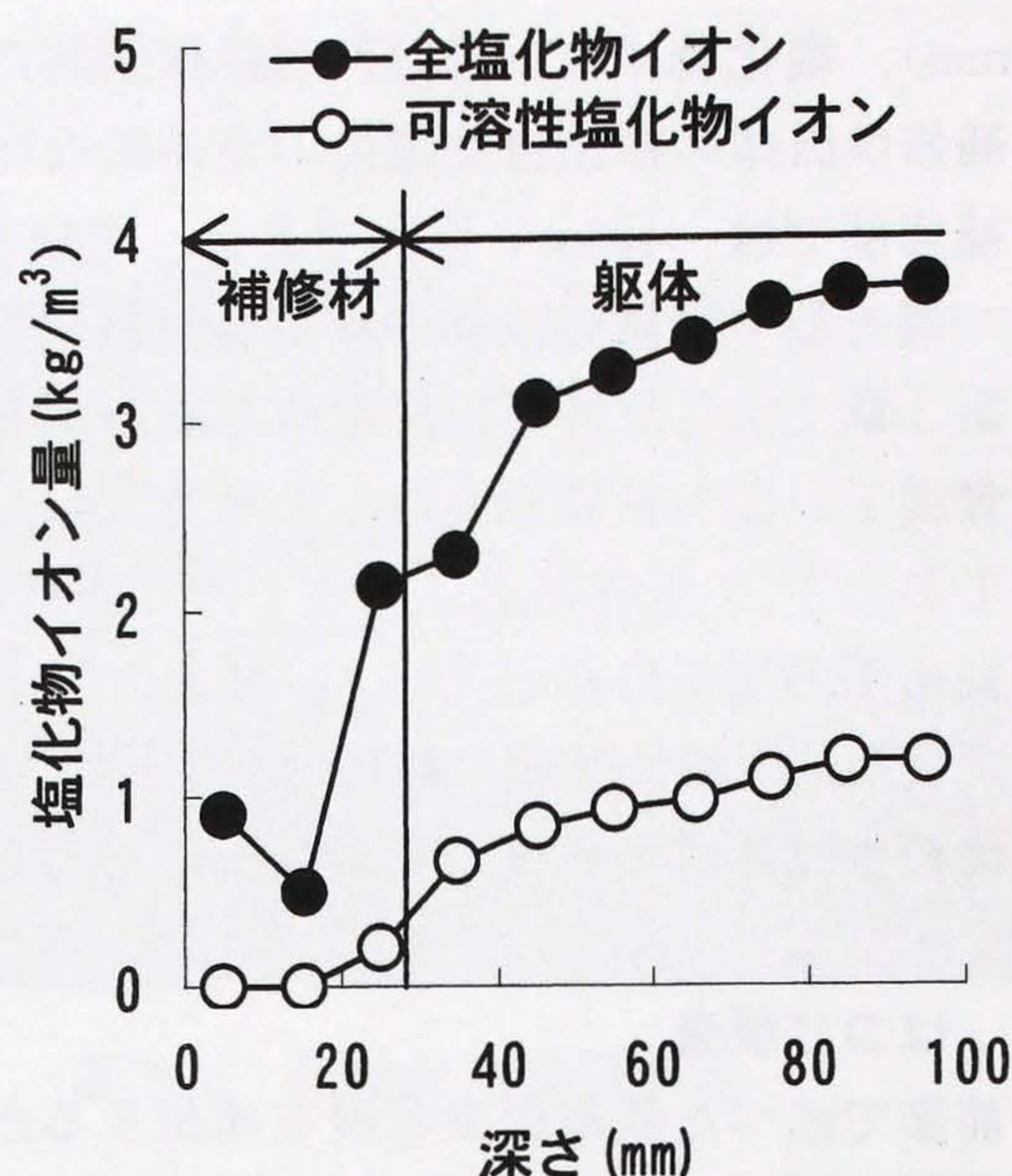


図5-7 塩化物イオンの深さ方向分布



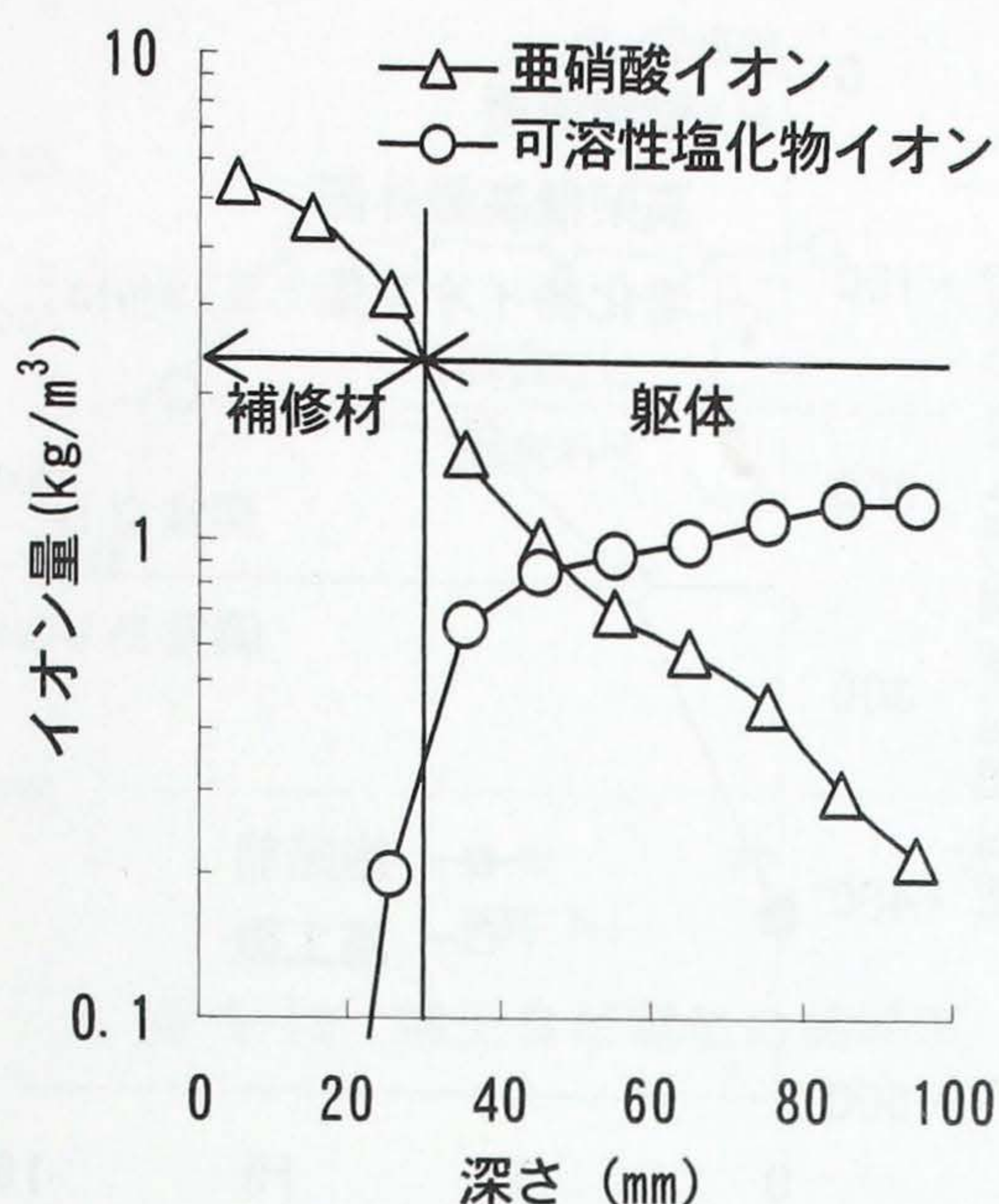


図 5-8 亜硝酸イオンと可溶性塩化物イオンの深さ方向分布

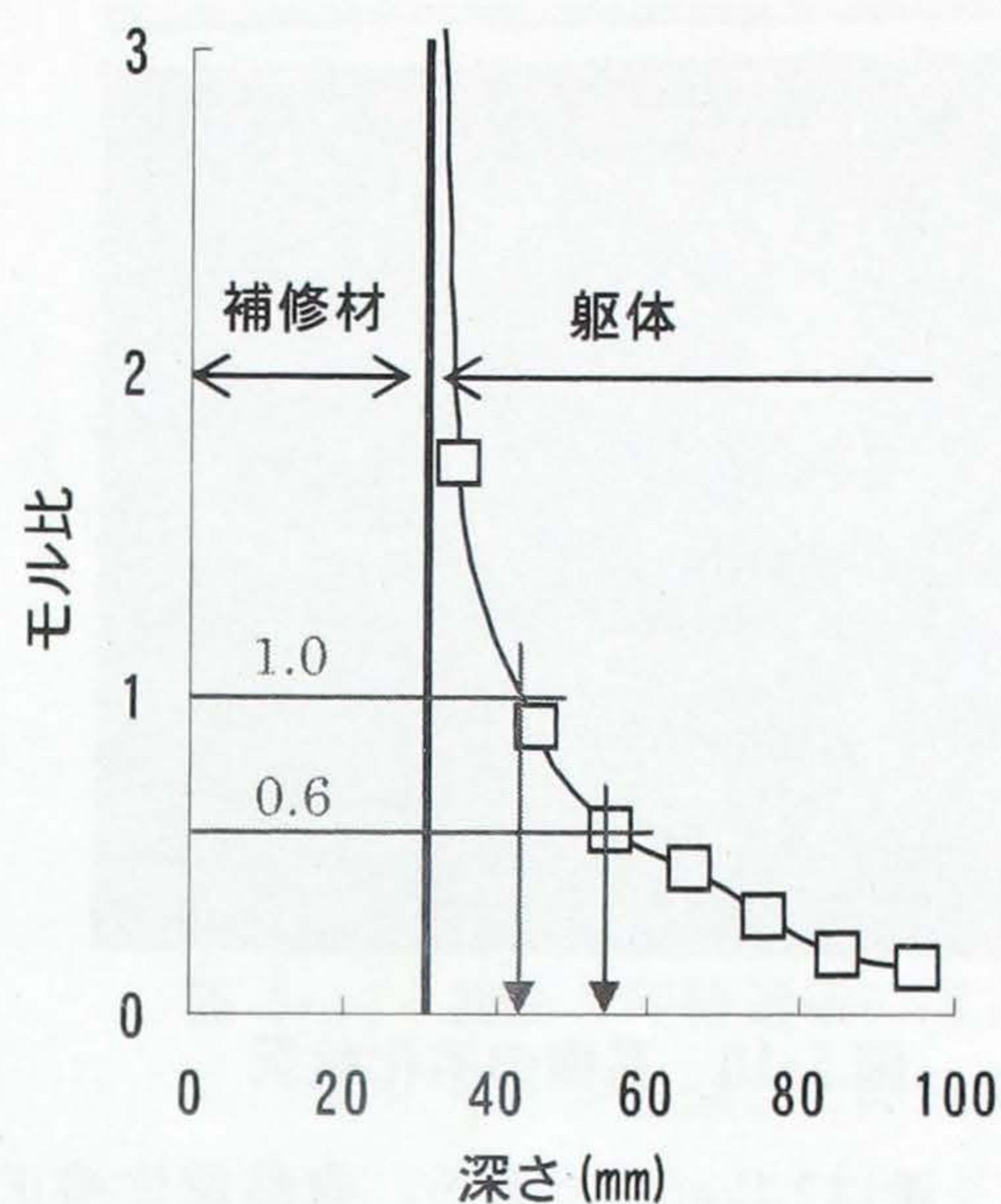


図 5-9 モル比の深さ方向分布

減していない深部にまで拡散浸透しているのが判る。

亜硝酸イオンによる腐食抑制効果については多くの研究があり、亜硝酸イオンと塩化物イオンのモル比を指標として検討されている。A.M. Rosenberg ら<sup>2)</sup>はこのモル比が 0.6 以上、堀ら<sup>3)</sup>は 1 以上であれば高い防錆効果が得られるとしている。モル比と腐食抑制効果の関連はコンクリートの品質にも大きく影響されるが、0.6～1 以上であれば防錆できると考えられる。

亜硝酸イオンと塩化物イオンのモル比の深さ方向の変化を図 5-9 に示す。モル比が 1 以上である範囲は界面からおよそ 10mm (深さ 40mm) まで、また 0.6 以上である範囲は界面からおよそ 25mm (深さ 55mm) までであり、いずれにせよ配力筋の位置は、十分な防錆環境にあるといえる。

この結果から、配力筋は当初は腐食環境下にあったが、塩化物イオンの低減と亜硝酸イオンの拡散浸透によって躯体コンクリートの環境改善が図られ、暴露 7 年を経過しても十分な防錆環境にあることが判った。また、モルタルタイプの防錆型補修材を使用してよい塩化物イオン量の上限值は、補修材の側には未だ多量の亜硝酸イオンを担持した塩分吸着剤が残存していることを考慮すれば、 $5\text{kg/m}^3$  と設定できる。

### 5.2.3 実構造物への適用例と追跡調査

#### (1) ペーストタイプの防錆型補修材

構造物は、昭和48年に竣工した単線、非電化のコンクリート高架橋の高欄である。施工箇所の外観は、図5-10に示すとおりで鉄筋腐食によるコンクリートの浮き、剥離やひび割れが認められている。かぶり厚さは平均21mm、中性化深さは18mm、深部の塩化物





図 5-10 高欄の劣化状況

イオン量は $2.1\text{kg/m}^3$ である。自然電位補正法により鉄筋腐食状況を調べた結果、大部分が腐食して鉄筋腐食度Ⅲ～Ⅳ、すなわち面錆から一部断面欠損している状況であった。この構造物を防錆ペーストのみを用いる工法で補修した。

図5-11には、防錆ペーストのみを使用したSSI工法により補修した箇所の施工後1年までの補正自然電位の経時変化を示す。施工前の補正自然電位は平均 $-405\text{mV}$ （鉄筋腐食度Ⅲ：面錆状態）であったが、1年経過時の補正自然電位は $-250\text{mV}$ 以上の値を示して「腐食なし」と判断され、十分な防錆環境に改善されていることが判った。

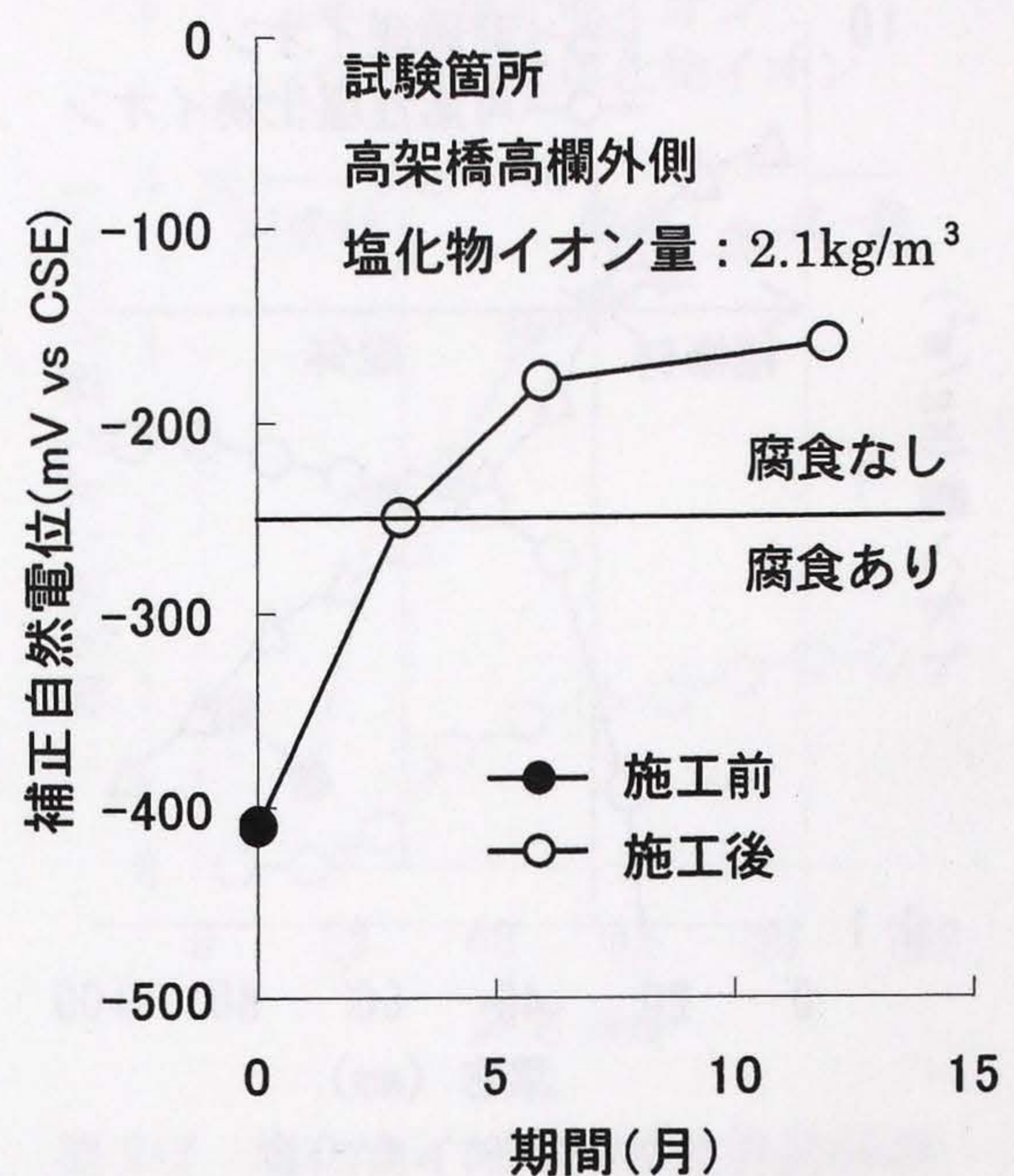


図 5-11 補正自然電位の経時変化

## (2) モルタルタイプの防錆型補修材

構造物は、昭和48年に建設された駅ホーム橋台である。寒冷地に位置しており、凍結防止のために散布する塩化ナトリウムに起因して鉄筋腐食が生じていたケースである。

図5-12には補修前の中性化深さと塩化物イオンの深さ方向分布を示す。鉄筋位置でおよそ $4\text{kg/m}^3$ の塩化物イオンが検出された。補修では主筋の半分程度が現れるまでかぶりをはつり、2種程度まで鉄筋をケレンしたのちSSI工法により補修した。補修後の補正自然電位の経時変化を図5-13に示す。5年を経過しても補正自然電位は高い値を示し、十分な防錆環境を維持している。

図5-14には、補修後5年経過後の塩化物イオンの深さ方向分布を示す。

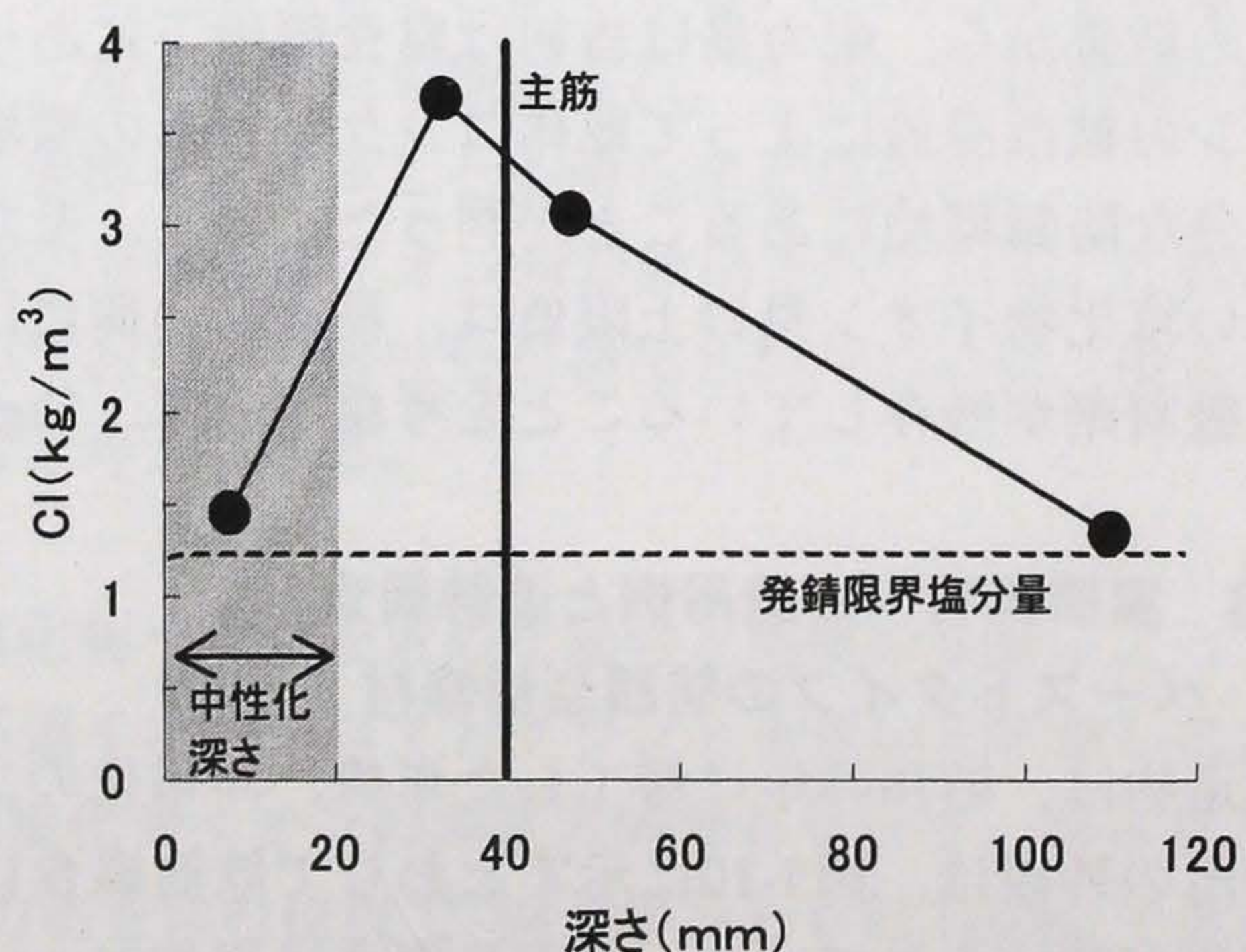


図 5-12 塩化物イオンの深さ方向分布



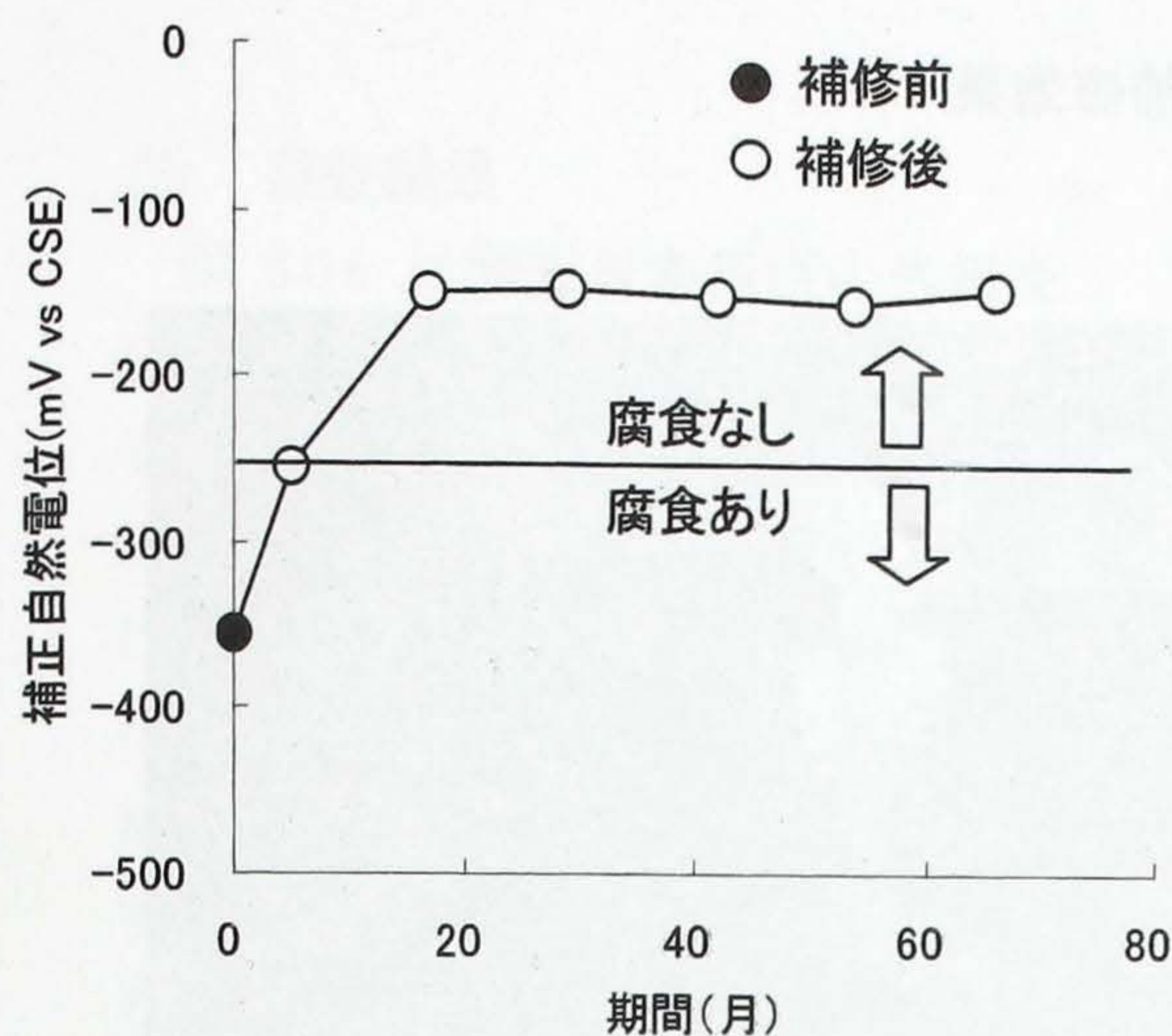


図 5-13 補正自然電位の経時変

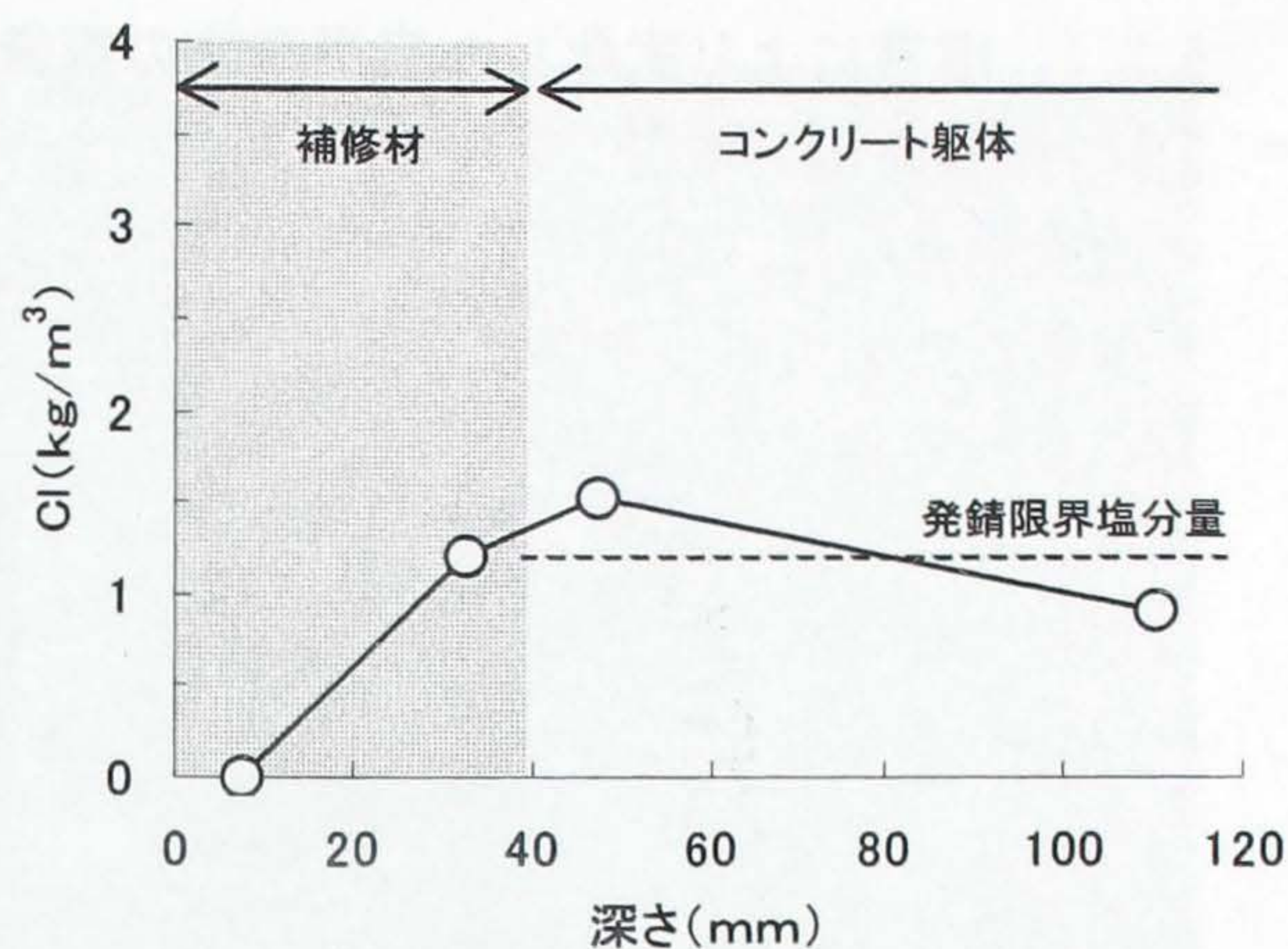


図 5-14 補修 5 年経過後の塩化物イオンの深さ方向分布

およそ  $4\text{kg/m}^3$  であった主筋位置の塩化物イオン量が  $1.5\text{kg/m}^3$  に低下しており、コンクリート躯体側の塩化物イオンが移動してモルタルタイプの防錆型補修材に吸着されている。

#### 5.2.4 鉄筋位置の塩化物イオン量を考慮した防錆材使用区分

コンクリート供試体試験，大型供試体を用いた暴露試験および実構造物レベルの試験施工を実施し，SSI 工法に用いる防錆ペーストと防錆モルタルの使用区分を検討した。これらの結果から，塩化物イオンが関与した鉄筋腐食の補修に SSI 工法を適用する場合の防錆材使用区分を表 5-2 に整理した。

表 5-2 鉄筋位置の塩化物イオン量を考慮した防錆材使用区分

塩化物イオン量	使用する防錆型補修材	施工の例
$2\text{kg/m}^3$ 未満	ペーストタイプのみ	3mm 程度塗布
$2\text{kg/m}^3 \sim 5\text{kg/m}^3$ 未満	モルタルタイプのみ	10～15mm 施工（最低 10mm を確保すること）
$5\text{kg/m}^3$ 以上	ペーストタイプとモルタルタイプの併用	ペーストタイプ：1～2mm 塗布 モルタルタイプ：20mm 程度施工



### 5.3 鉄筋に塩化物ネストが生成した RC 部材の補修効果

#### 5.3.1 塩害により劣化した実構造物の調査

##### (1) 調査方法の概要

調査構造物は、線路下を中小の河川が横切るためのボックス型の RC 造コンクリート構造物（図 5-15）であり、側壁の背面は土である。構造物の内空は中壁で仕切られている。本構造物は海岸からおおよそ 30m の位置に設置されており、コンクリート中に蓄積された塩化物イオンは、飛来塩分のほか、満潮時に海水と直接接することも塩害を生じた大きな要因と考えられる。

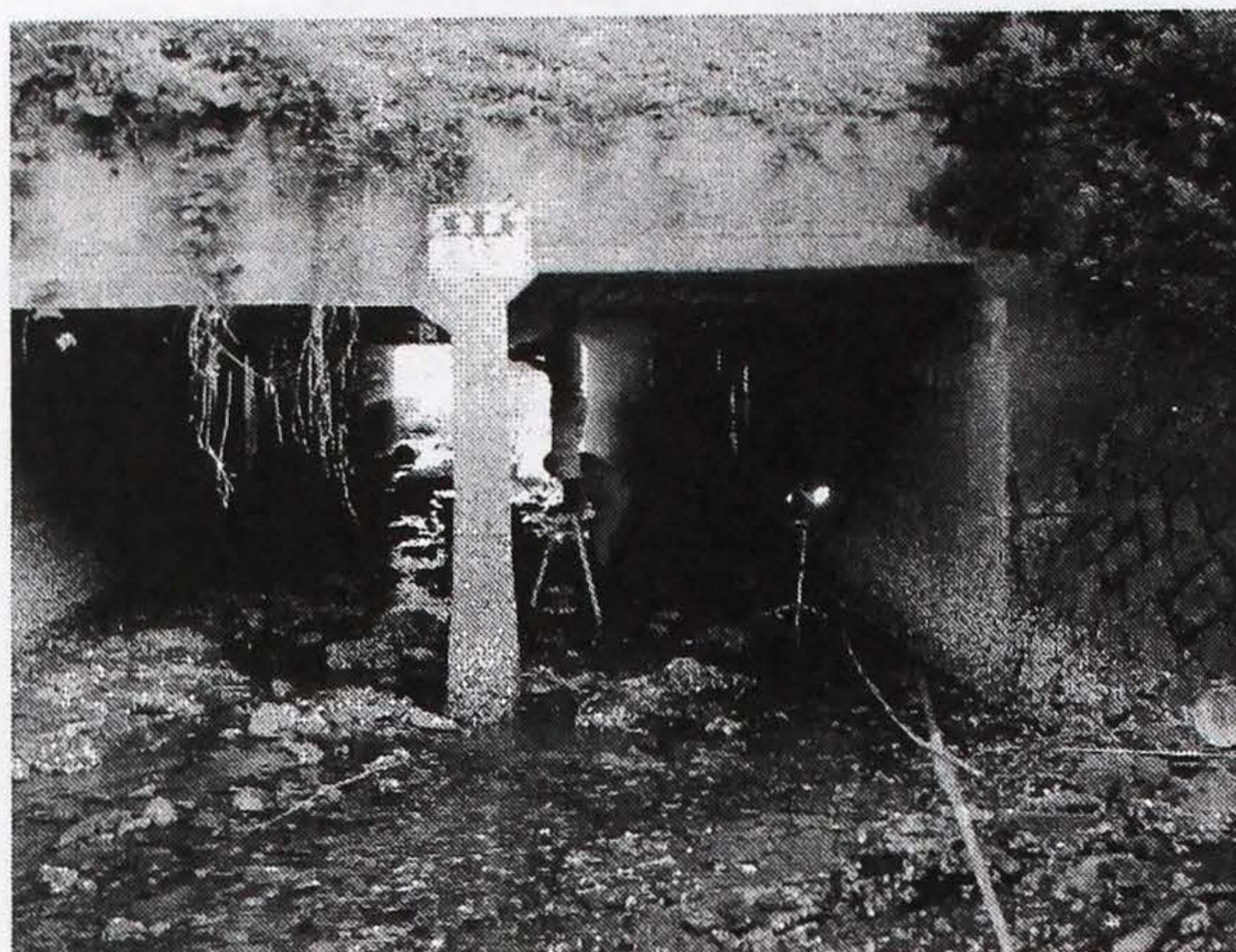


図 5-15 調査構造物の外観

鉄筋の腐食状態調査においては、まず、目視によりひび割れを、打音検査により濁音箇所を把握した。その後、自然電位を求めて鉄筋腐食度を類推した。次に、調査範囲の一部のかぶりははつり取り、目視により鉄筋腐食度を調べ、類推結果を確認した。自然電位は、銅/硫酸銅照合電極と高入力抵抗インピーダンス電位差計を用いて測定した。ただし、かぶりを介して測定を行うので、実測される自然電位は鉄筋の自然電位とかぶりの性状により生ずる電位変動分の和として求められる。コンクリートの含水率等の性状に起因して変動する実測値を用いる評価は、目視による鉄筋腐食度の判定結果との整合性が取れない場合が多く、腐食の有無を示すにとどまっている。電位変動分を取り除いて鉄筋自体が示す自然電位のみで評価できれば、この問題は解消されることになる。

かぶり部分で生ずる電位変動分は含水率や中性化深さ、塩化物イオン量が大きく影響するので、本調査では、自然電位を含水率、中性化深さ、塩化物イオン量をパラメータとして補正した自然電位を用いて鉄筋腐食状況を調べた。すでに、かぶりははつって「目視により判定する鉄筋腐食度」と補正自然電位の関係が調べられた結果から、第 3 章の表 3-2 に評価基準を示した。これを用いて、鉄筋腐食度を類推した。補正に用いる含水率は、コンクリート構造物表面に高周波容量式の含水率計を当てて測定した。中性化深さは、採取コアを用いフェノールフタレインによる発色の有無から判定した。

コンクリート中の鉄筋の腐食に関連する因子である中性化残り量と全塩化物イオン量については、構造物から採取したコアを使用して調査した。なお、中性化残り； $X(\text{mm})$  は、

$$X = (\text{かぶり厚さ}) - (\text{中性化深さ}) \quad (5-1)$$

で与えられる。かぶりは、レーダを用いる非破壊法を適用して現地にて測定した。全塩化物イオン量は、採取したコアを用い蛍光 X 線分析法を活用した外挿法により求めた。



## (2) 調査結果

図 5-16 に調査対象箇所の外観を示す。また、図 5-17 にひび割れと打音検査により確認された濁音箇所を示す。0.5mm 幅のひび割れが 1 本だけ認められた。また、明らかに浮き起因する濁音箇所が、図中の左上部にのみ認められた。しかし、後述するように、鉄筋腐食度を目視により確認する目的でかぶりをはつたところ、調査範囲のほぼ全面が浮いていた。中壁は厚さが 30mm 程度であるため、浮いているコンクリートに起因する音に壁自体の振動が加算されたことによって、明確な濁音とはならなかったと考えられる。

以上のように、変状は認められるものの、構造物全体として外観上からは緊急に補修が必要とは判断されない。

調査対象範囲のいずれの鉄筋も含水率、中性化深さ、塩化物イオン量を考慮した補正自然電位は、 $-450$  mV 以上を示して鉄筋腐食度は IV すなわち膨張性の錆が生じて断面欠損のある状態と推定される。図 5-18 にはかぶりの一部をはつて露出させた鉄筋の外観を示す。鉄筋のふしが欠落しており、補正自然電位による推定とはつり調査による結果はよく符合している。

図 5-19 には、塩化物イオン量の深さ方向分布を示す。鉄筋は 5~70mm の位置にあるので、塩化物イオン濃度は 1.0~1.5% である。単位セメント量はおよそ  $300\text{kg/m}^3$  であることが判っているので、鉄筋位置の塩化物イオン濃度は  $3\sim4.5\text{kg/m}^3$  となり、発錆限界塩

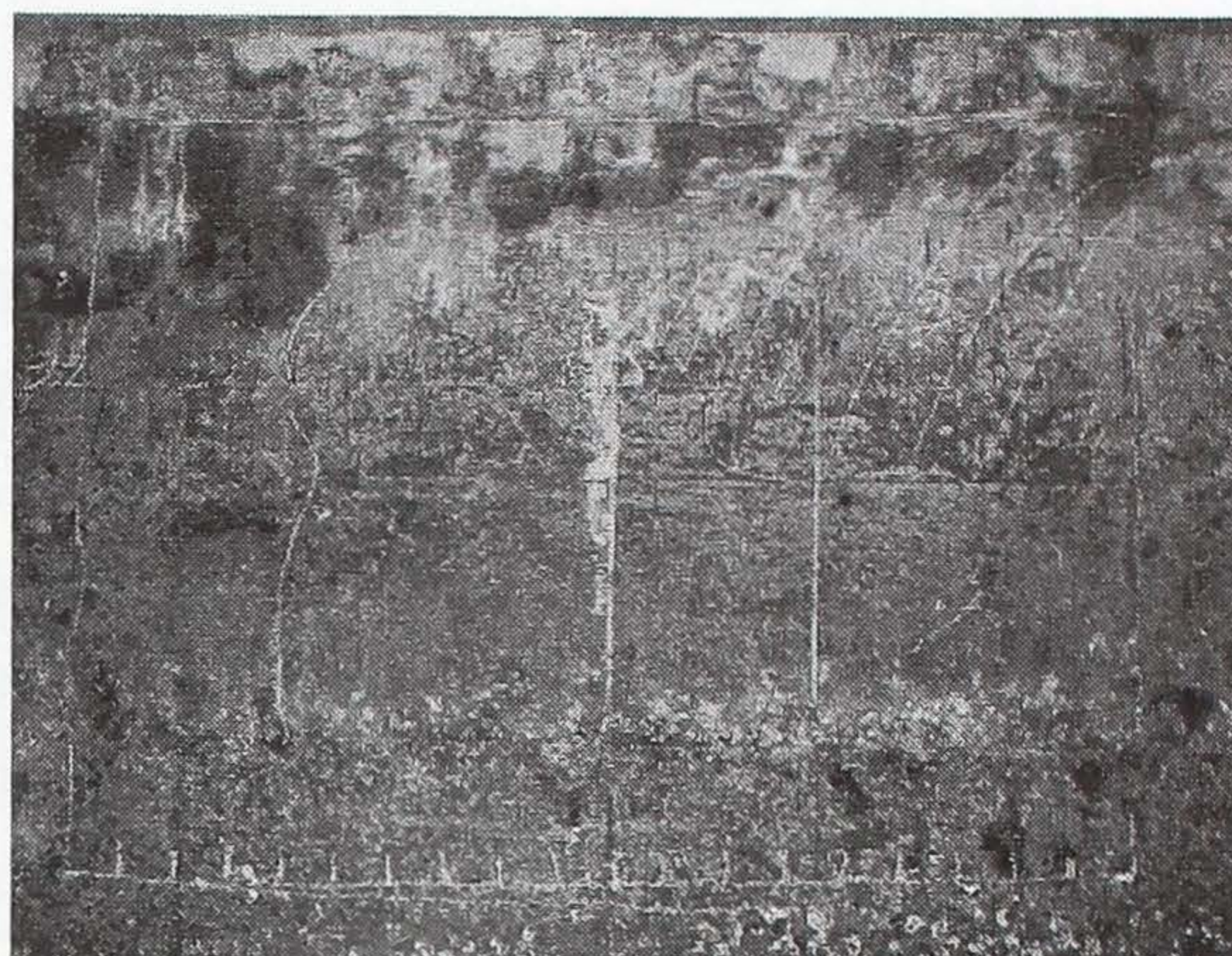


図 5-16 調査対象箇所の外観

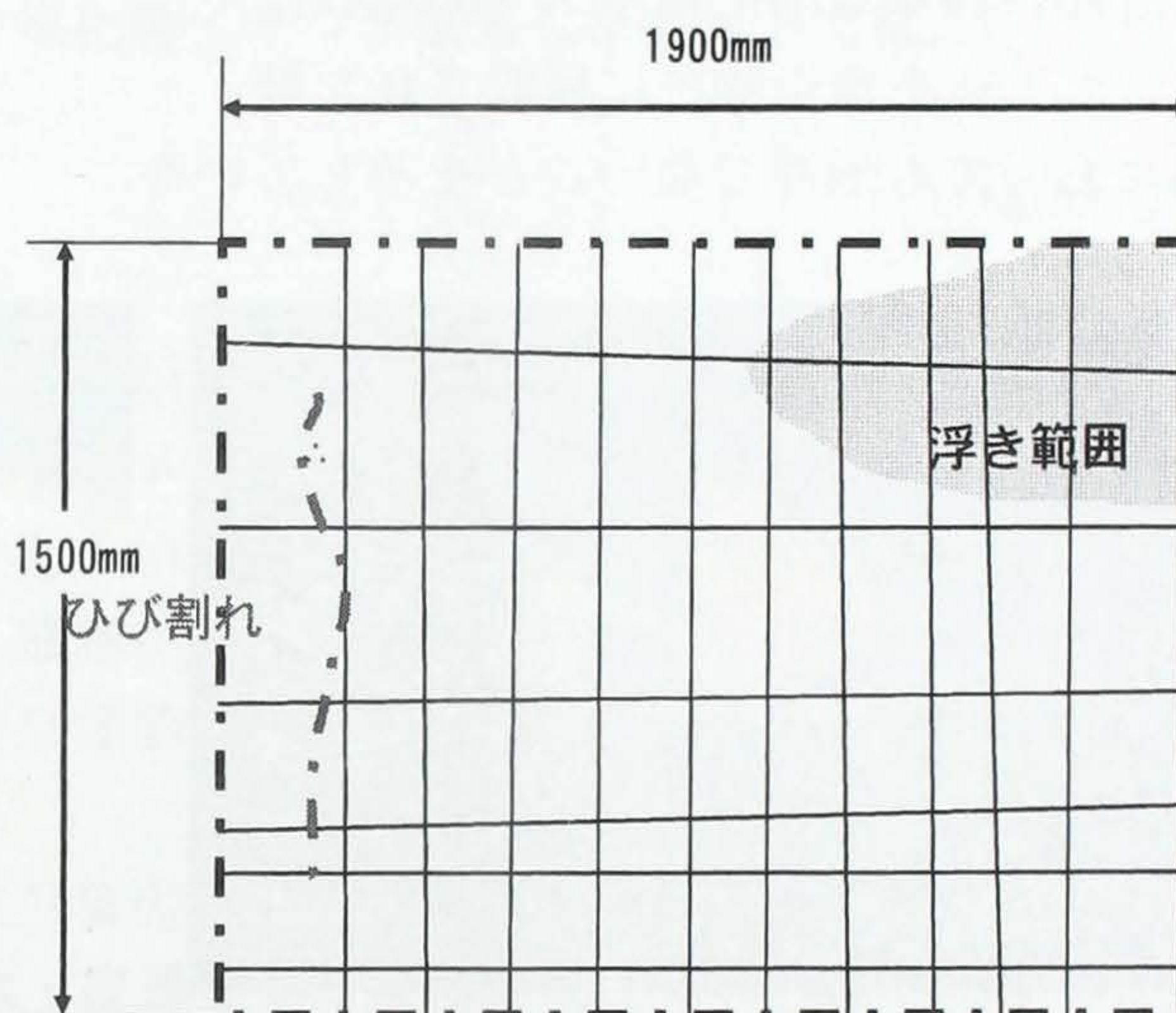


図 5-17 ひび割れと浮き



図 5-18 はつり調査結果



化物イオン量より高い。

腐食状況を調査した範囲において、かぶりの薄い横方向の鉄筋を切断して採取し、浮き錆を除去して断面方向の塩化物イオンの分布を調べた結果を図5-20に示す。この図には鉄の二次元分布も併せて示した。強固に付着した錆の金属と錆の界面近傍に塩化物イオンが高濃度に濃集している箇所が認められる。これは、従来から鋼構造物の場合に言われている塩化物ネストである。鉄系材料の塩化物イオンの錆中における濃集いわゆる塩化物ネストの存在は、コンクリート構造物中に埋設された鉄筋においても例外でないことを示している。

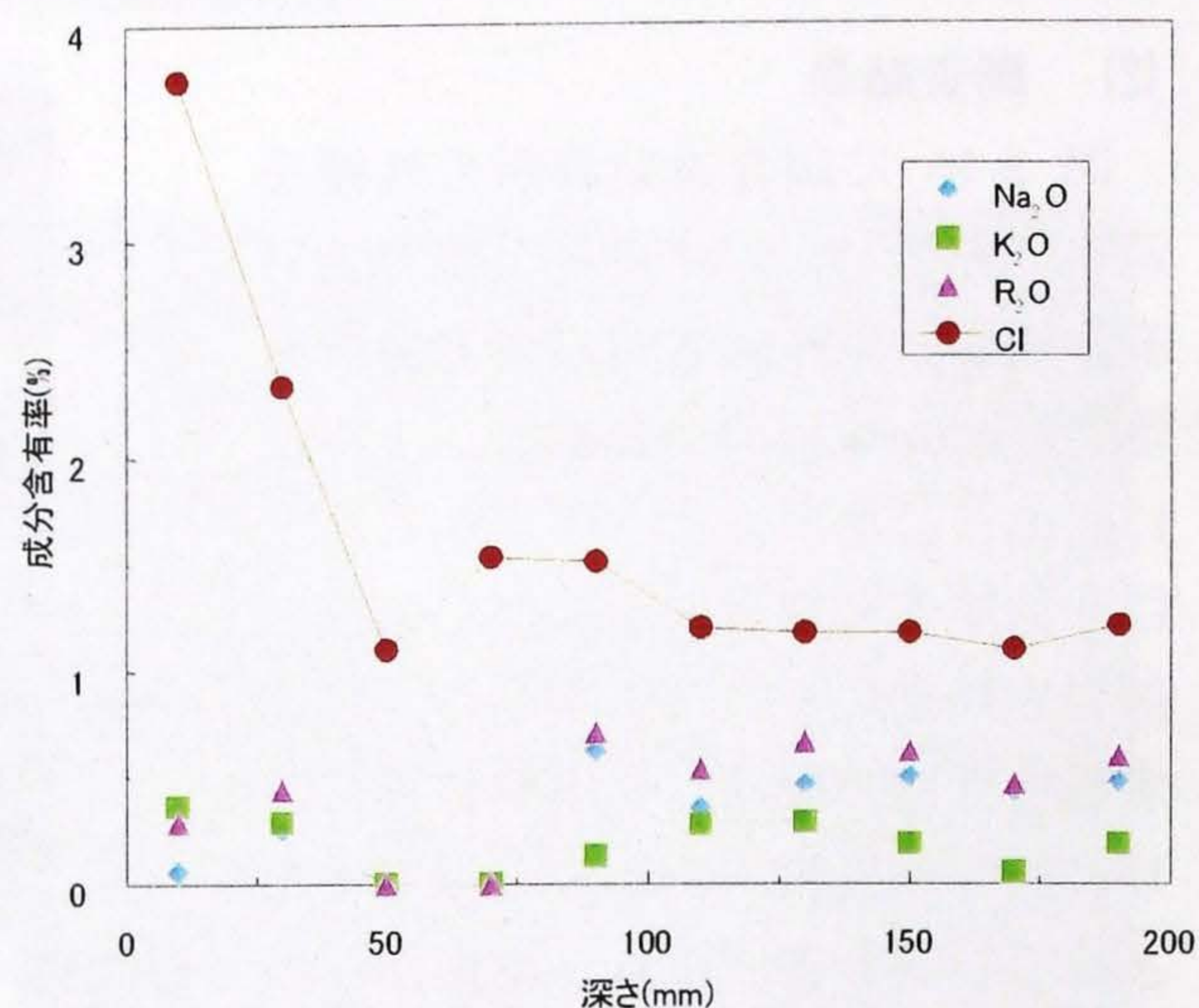


図 5-19 各元素の深さ方向分布

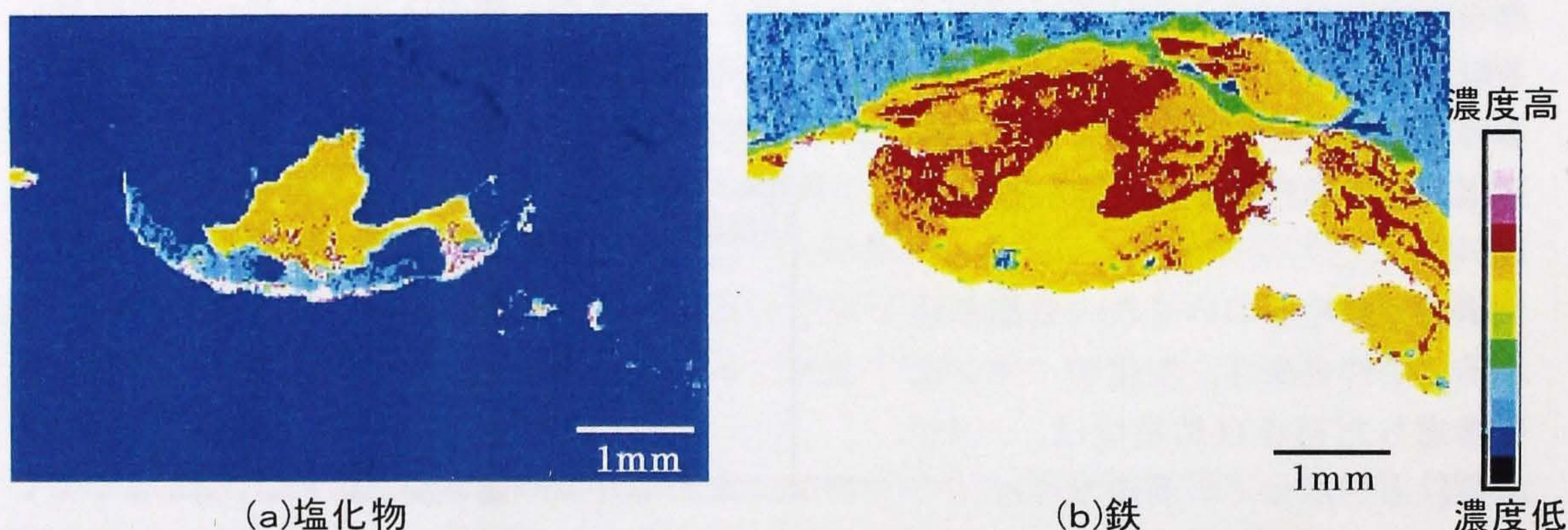
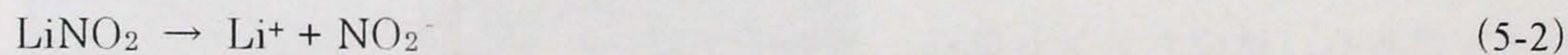


図 5-20 塩化物と鉄の断面方向の二次元分布

### 5.3.2 各防錆材の防錆効果

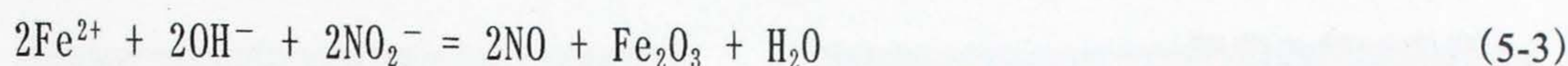
#### (1) 亜硝酸リチウムの場合

塩害抑制対策として断面修復工法が広く用いられる。この場合、防錆材として亜硝酸リチウムが活用される。亜硝酸リチウムによる防錆のメカニズムとして「不働態皮膜の生成」が知られている。さらに詳細には、以下のようなものである。すなわち、亜硝酸リチウムは、これを含む水溶液にあっては電離してイオン化している。



この亜硝酸イオンの存在により、





$\text{Fe}_2\text{O}_3$  被覆が生成することによってアノード部（鉄が溶解する箇所）を閉鎖して鉄のイオン化を防ぐ<sup>5)</sup>。

鉄筋に強固に付着した錆も酸化の程度は低いが酸化物である。浮き錆のようにひび割れ等の欠陥も持たないので、ある程度の保護性は持つものと考えられてきた。この錆に原子状の酸素が吸着した場合は、錆の酸化の程度を高めると考えるほうが妥当であろう。このことは、亜硝酸リチウム水溶液を浮き錆を除去した後の強固に付着した錆が残存している鉄筋に塗布した時、残存する錆は赤褐色に変色することが確認される事実からも推察される。一方、錆と鉄筋地金の界面に不働態皮膜が形成されることも考えにくく、塩化物ネストの腐食性の改善には寄与しないものと考えられる。

ここで、塩化物イオンによる不働態皮膜の破壊の様相を確認しておく以下のような。塩化物イオンが存在すると、酸素より鉄と親和性の高い塩化物イオンが酸素に置き換わって鉄表面に吸着する。このとき塩化物イオンが吸着したサイトでは、



極めて可溶性の塩化第一鉄が生成し、これが鉄表面から離脱する。塩化物イオンによる不働態皮膜の破壊に対しては、このようなメカニズムが想定される。一方、塩化第一鉄が離脱した鉄表面には、塩化物イオンあるいは酸素が吸着できるサイトが生成する。

$[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  が 0.6~1.0 以上では、酸素が吸着する確率が高くなり不働態皮膜の補修がなされる。このために、防錆に必要な亜硝酸イオン量は塩化物イオン量とともに多くなる。

以上から、亜硝酸リチウムの活用により塩化物ネストによる腐食反応の進行を抑制するためには、亜硝酸イオンが錆中へ拡散・浸透して、鉄筋地金と錆の界面近傍の  $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  が 0.6~1.0 以上になることが必要である。

## (2) 塩分吸着剤の場合

一方、塩化物イオン吸着剤は、塩化物ネスト中の塩化物イオンを濃度差と塩化物イオンを含む化合物の安定性の差を駆動力とする拡散により移動させて塩化物イオン吸着剤中に吸着・固定することが考えられる。塩化物イオン吸着剤のもうひとつの機能として、亜硝酸イオンの放出がある。この亜硝酸イオンが錆中に拡散し、鉄筋地金と錆の界面近傍の  $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  が 0.6~1.0 以上になれば、塩化物ネストの腐食性が改善されることは、亜硝酸リチウムによる腐食性改善と同様であるが、塩化物イオン量の低減が図られるとするならば、亜硝酸リチウムを用いた場合よりも少ない亜硝酸イオン量で腐食性改善が図られる可能性がある。



### 5.3.3 暴露試験の概要

塩化物ネストが生成している劣化構造物を、防錆材として亜硝酸リチウムを用いる断面修復工法と塩分吸着剤を用いる断面修復工法で補修した場合、どの程度の防錆効果が得られるかを調べるために、補修供試体を海塩環境下に暴露した。

補修対象としたコンクリート供試体の概要と塩化物ネストの有無の確認結果を以下に示す。

#### (1) 補修供試体の概要

暴露した供試体は、コンクリート床版を模擬し、図 5-21 に示す寸法と配筋でかぶりは 25mm である。また、コンクリートの配合は表 5-3 に示すとおりで、水セメント比は 63.5% である。塩化物イオン量は、海砂を使用したコンクリートの平均的な塩化物イオン量  $1 \sim 3\text{kg/m}^3$  よりやや多い  $4\text{kg/m}^3$  に調整した。この供試体を沖縄県中頭郡中城村の防波堤の上に暴露した。日本ウェザリングセンターによって平成 4 年～11 年に行われた環境調査によれば、西原（琉球大学工学部構内）では、年平均気温は  $23.2^\circ\text{C}$ 、降水量は  $2032\text{mm}$ 、飛来塩分量は  $0.35\text{mg/dm}^2/\text{day}$  である。暴露箇所は、この観測点から数 km 程度離れてはいるが、海岸に位置しており、高温多湿のきびしい海塩環境と推察される。

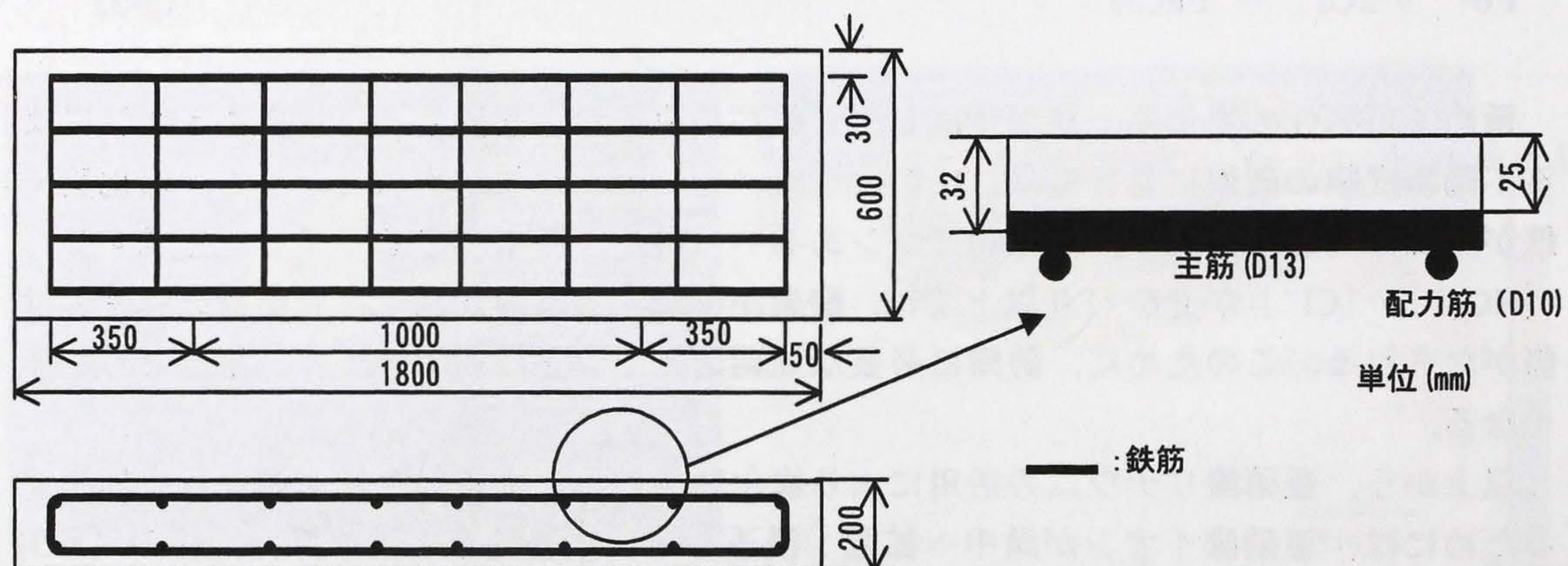


図 5-21 暴露供試体の寸法および配筋

表 5-3 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )			
				セメント	水	細骨材	粗骨材
25	21.0	4.0	63.5	271	172	876	961

セメント: 普通ポルトランドセメント 細骨材: 川砂 粗骨材: 陸砂 混和剤: AE 減水剤

図 5-22 に、10 年間暴露後の浮き錆を除去した後の断面を示す。ケレンにより、浮き錆は除去したものの鉄筋に強固に付着した錆は残存し、錆中の特に錆と鉄筋地金の界面近傍に高濃度に塩化物イオンが濃集している。なお、交流インピーダンス法により求めた分極抵抗は  $85\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$  であった。



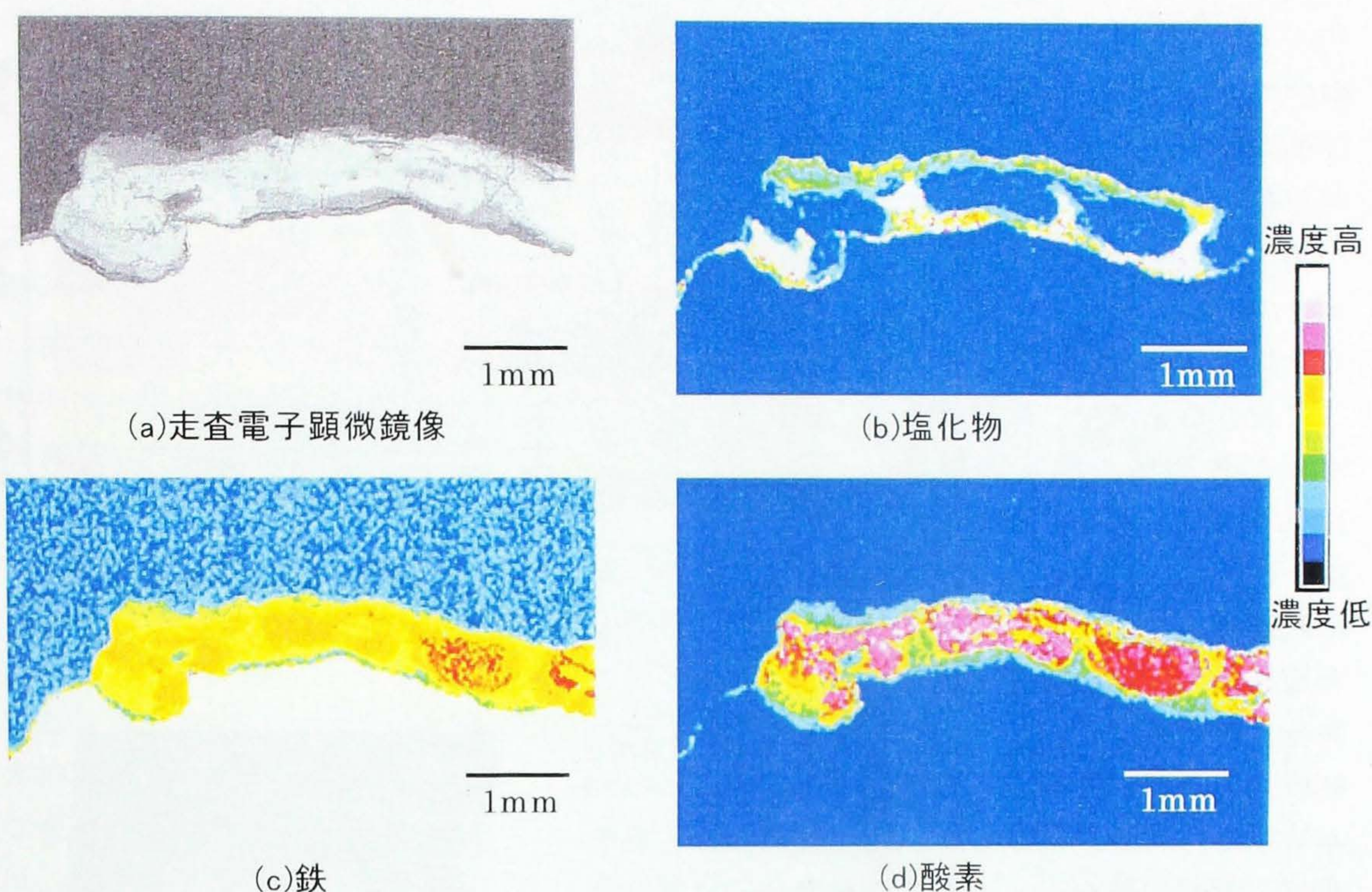


図 5-22 強固に付着した鋳の走査電子顕微鏡像と各元素の断面方向の 2 次元分布

## (2) 補修方法

塩化物ネストが確認された鉄筋を防錆材を用いる断面修復工法により補修した。補修の手順を以下に示す。まず、縦方向および横方向のいずれの鉄筋も完全に露出させるようにかぶりをはつり取った。露出させた鉄筋のケレンには電動のワイヤーブラシを用いた。浮き鋳を除去した後に防錆材を施工した後、ポリマーセメントモルタルを所定断面まで施工した。用いた補修工法は 2 種類で、一つは防錆成分として亜硝酸リチウムを用いるものであり、もう一方は塩化物イオン吸着剤を用いるものである。

亜硝酸リチウムを用いる場合の施工は、以下のようなものである。まず、ケレンした鉄筋に亜硝酸リチウム 40% 水溶液を刷毛を用いて 3 回塗布する。次いで、亜硝酸リチウムを高濃度に添加したポリマーセメントペーストを 2 回塗布した後、やはり亜硝酸リチウムを混和したポリマーセメントモルタルをコテを用いて施工した。

塩化物イオン吸着剤を用いる場合は、塩化物イオン吸着剤を添加したペーストタイプの防錆型補修材を刷毛で 2 回施工した後、市販のポリマーセメントモルタルをコテを用いて施工した。ここで用いたポリマーセメントモルタルには防錆成分は配合されていない。

### 5.3.4 暴露試験による防錆効果の検証

補修工法による防錆効果の違いを確認することを目的に、補修後 3 年経過時点で鉄筋の腐食状況を調べた。この調査における腐食状況調査は補正自然電位により評価した。なお、かぶりの一部をはつり取って目視により鉄筋腐食状況を確認した。また、コンク



リートコアを採取し、これを用いて塩化物イオン濃度および亜硝酸イオン濃度の深さ方向分布を求めた。

図 5-23 には、亜硝酸リチウムを用いる工法により補修した供試体の、補正自然電位の二次元分布を示す。縦横それぞれの各数値の測定間隔は 10cm である。補正自然電位は第 3 章表 3-2 に従って区分し、鉄筋腐食度Ⅰ：青色、鉄筋腐食度Ⅱ：緑、鉄筋腐食度Ⅲ：黄色、鉄筋腐食度Ⅳ：赤で色分けして表示した。

補修部分の鉄筋の補正自然電位は、いずれも  $-350\text{ mV}$  以下であり、補修していない箇所の補正自然電位と類似の値を示していて、腐食反応は抑制されていないと考えねばならない。なお、交流インピーダンス法により求めた分極抵抗は  $150\text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$  であり、補修していない箇所 ( $84\text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ ) に比べれば大きい値を示しているが、実用上腐食反応がほとんど進行しないと考えてよい  $300\text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$  よりは著しく大きいと言える。そこで、かぶりの一部をはつりにとって目視により鉄筋腐食状況を確認した。この結果は図 5-24 に示すとおりであり、鉄筋腐食が進行して錆が生成していた。この錆は、ケレン作業の不足により残存した錆ではなく補修後に新たに生成した錆である。また、亜硝酸リチウムを高濃度に添加したポリマーセメントペーストおよびモルタルは良く鉄筋に付着していることが観察された。

補修供試体の外観は図 5-25 に示すとおりで、 $0.2\text{ mm}$  程度の乾燥収縮によるひび割れが認められるものの、目視により鉄筋の腐食状況を確認した箇所には鉄筋腐食に関連するひび割れは認められない。

図 5-26 に、この部分の亜硝酸イオンと塩化物イオンの深さ方向分布の測定結果を示す。鉄筋を包み込むように亜硝酸リチウムを高濃度に添加したポリマーセメントモルタルを施工しているので、亜硝酸イオンの濃度は補修材側で高く、躯体側で小さい傾向が見られる。ただし、補修材の表層で塩化物イオン濃度が高いのは、飛来塩分によるものと考えられる。他方の塩化物イオン濃度は、逆の深さ方向分布を示している。また、亜硝酸

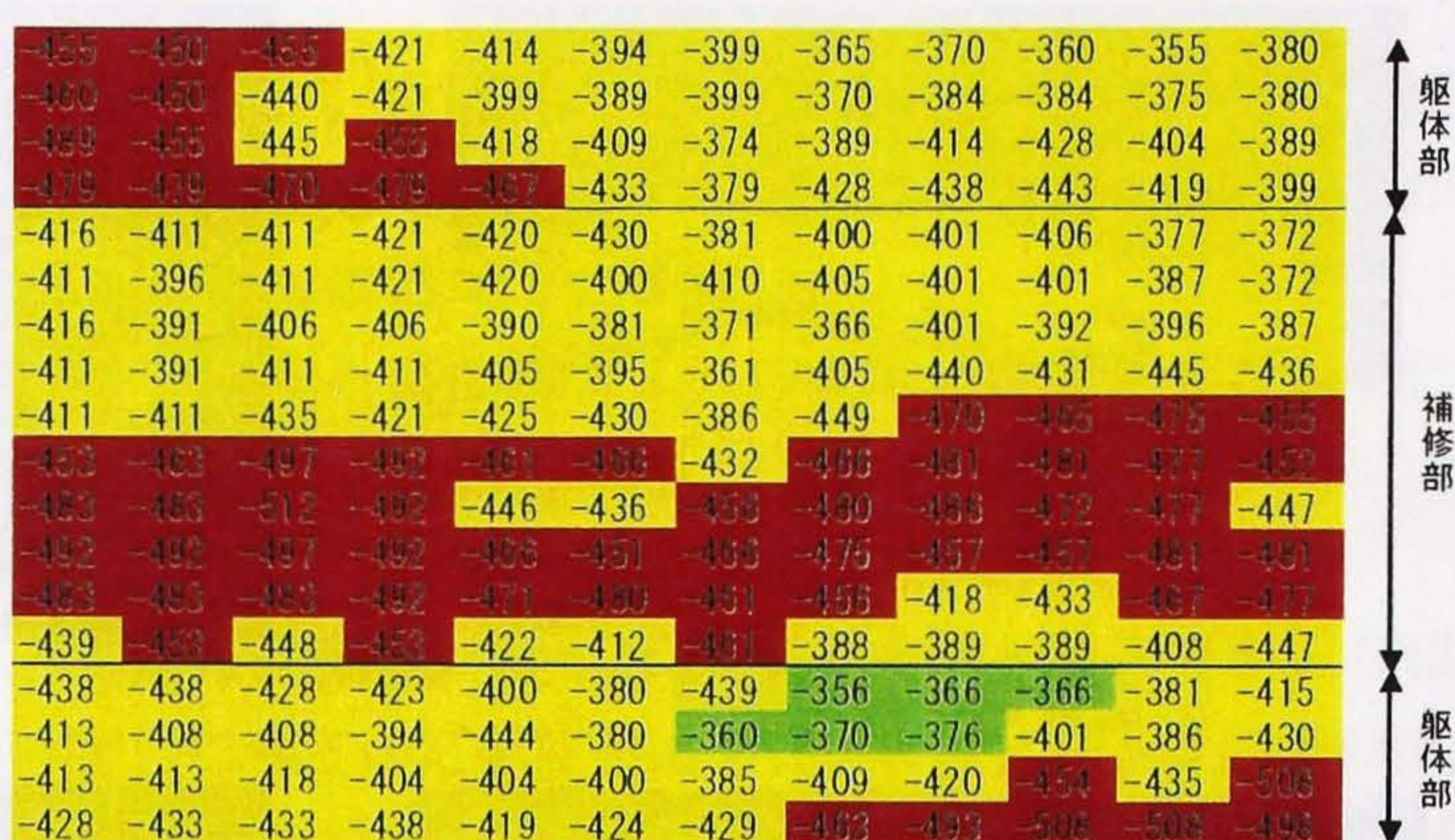


図 5-23 亜硝酸リチウムを用いる工法で補修した供試体の補正自然電位



図 5-24 はつり調査結果



イオンは補修材側から躯体側へ、塩化物イオンは躯体側から補修材側へ濃度差により拡散している。ここで、亜硝酸イオンについて詳細に検討する。躯体の塩化物イオンが拡散により補修材へ移動して、塩化物イオン濃度が躯体の塩化物イオン濃度（分析値は $3\text{kg/m}^3$ ）と同じになったと仮定した時、腐食抑制のために必要な亜硝酸イオン濃度は、以下のように計算される。

単位体積重量を $2000\text{kg/m}^3$ とし塩化物イオン濃度を当初配合どおり $4\text{kg/m}^3$ とすると塩化物イオン濃度は $0.2\%$ と計算される。この時、必要な亜硝酸リチウム量（L）は、

$$L = (2300 \times 0.2 \times 53) \div (35.5 \times 100)$$

(5-6)

で与えられ、 $6.9\text{kg/m}^3$ と計算される。従って、亜硝酸イオン量は、 $6\text{kg/m}^3$ となり、防錆に必要な量は十分確保されている。また、補修材中の塩化物イオン濃度は、躯体側からの拡散により高くなっているものの、発錆限界塩化物イオン濃度を超えている事実は認められなかった。

以上から、暴露開始後3年経過時点で亜硝酸イオンを高濃度に添加したポリマーセメントモルタルに囲まれている鉄筋が腐食した理由は深部の塩化物イオンの拡散によるものではないと考えられる。

ここで、亜硝酸リチウム添加のポリマーセメントペーストおよびモルタルを施工する意味について検討しておく。



図 5-25 亜硝酸リチウムを用いる工法で補修した供試体の外観

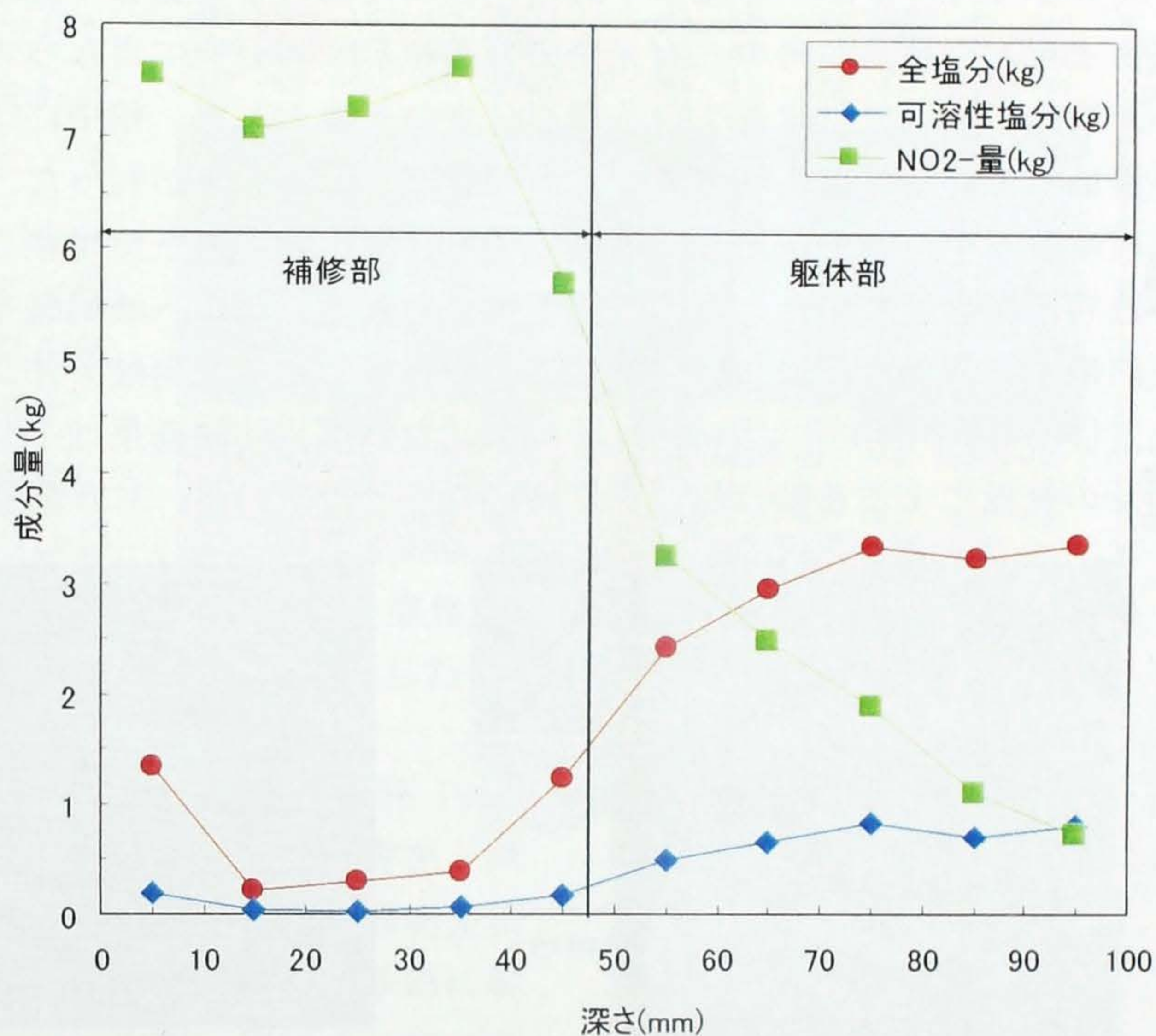


図 5-26 各成分の深さ方向分布



通常、セメントモルタルあるいはコンクリート中の鉄筋は強アルカリ性のために形成された不動態皮膜の存在により、腐食しない。補修モルタルにおいても同じことが言えるので強アルカリ性に起因して十分防錆能力を有する不動態皮膜が形成される。従って、亜硝酸イオンの導入が、不動態皮膜の形成に影響を及ぼすことは考えにくい。敢えてその意味があるとするれば、既に形成された不動態皮膜のさらなる安定化に寄与する可能性が考えられる。ここで、例えば深部から補修モルタルへ塩化物イオンが拡散する場合は、これにより不動態皮膜が破壊される。予め、不動態皮膜の修復機能性の高い亜硝酸イオンの導入することは、塩化物イオンの拡散浸透により破壊された不動態皮膜の修復のための予防措置と考えるのが妥当であろう。

図 5-27 には、かぶりをはつり取った箇所にあつて腐食して錆が付着していた鉄筋の塩化物イオン、鉄、酸素の二次元元素分布を示す。分析に当たっては浮き錆は除去しており、鉄筋に強固に付着している錆を分析の対象とした。錆中には高濃度に塩化物イオンが濃集している「塩化物ネスト」が残存していることが判った。

亜硝酸リチウムを活用して補修しても、塩化物ネストが残存していることが、補修部の鉄筋が腐食していたことの一因と考えられる。錆中へ亜硝酸イオンが拡散して、錆と鉄筋地金の界面近傍において防錆効果の指標である亜硝酸イオンと塩化物イオンのモル比、 $[\text{NO}_2^-] / [\text{Cl}^-]$  が 0.6~1.0 以上になれば、防錆効果は十分に発現する。亜硝酸イオンの拡散による移動は起こりえないことではないが、3 年経過時点においても腐食反

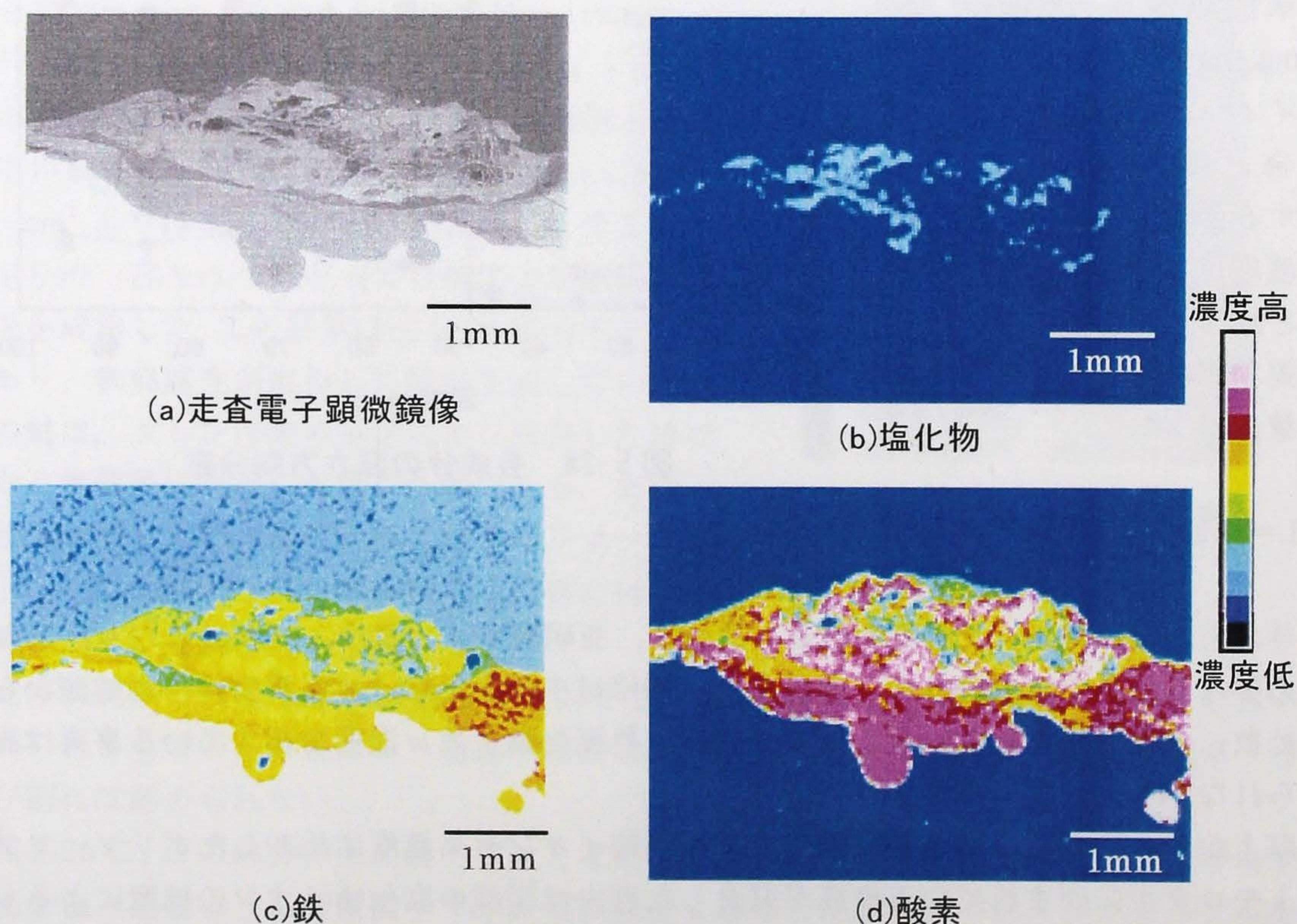


図 5-27 亜硝酸リチウムを用いる工法で補修した鉄筋断面の走査電子顕微鏡像と各元素の断面方向の 2 次元分布



応が進行している事実は、亜硝酸イオンのコンクリート中での拡散とは異なってかなり遅い。さらには、錆中の塩化物イオンは、補修に用いたモルタルには含まれていないので、この周囲との濃度差を駆動力として拡散によ

り表層に移動していることも考えられる。しかし、それだけでは錆中の塩化物イオンを除去することはできない。

図 5-28 は、塩化物イオン吸着剤添加の防錆型補修材を施工した供試体の外観を示す。ひび割れ先行型の鉄筋腐食に関連する 0.2mm 程度のひび割れは認められない。図 5-29 には、補正自然電位の二次元分布を示す。この図の縦横それぞれの各数値の測定間隔は、図 5-23 と同様 10cm である。補正自然電位は、鉄筋腐食度Ⅰ：青色、鉄筋腐食度Ⅱ：緑、鉄筋腐食度Ⅲ：黄色、鉄筋腐食度Ⅳ：赤で色分けして表示した。補修部分の鉄筋に腐食はほとんど認められない。なお、交流インピーダンス法により求めた分極抵抗値は  $595\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$  であり、実用上腐食反応は確実に抑制されている。このことを確認するためにかぶりの一部をはつり目視によって鉄筋の腐食状況を観察した。この結果は図 5-30 に示すとおりであり、補修後新たに錆は発生していない。この供試体の塩化物イオンと亜硝酸イオンの深さ方向分布を調べた結果を図 5-31 に示す。



図 5-28 塩化物イオン吸着剤を用いる工法で補修した供試体の外観

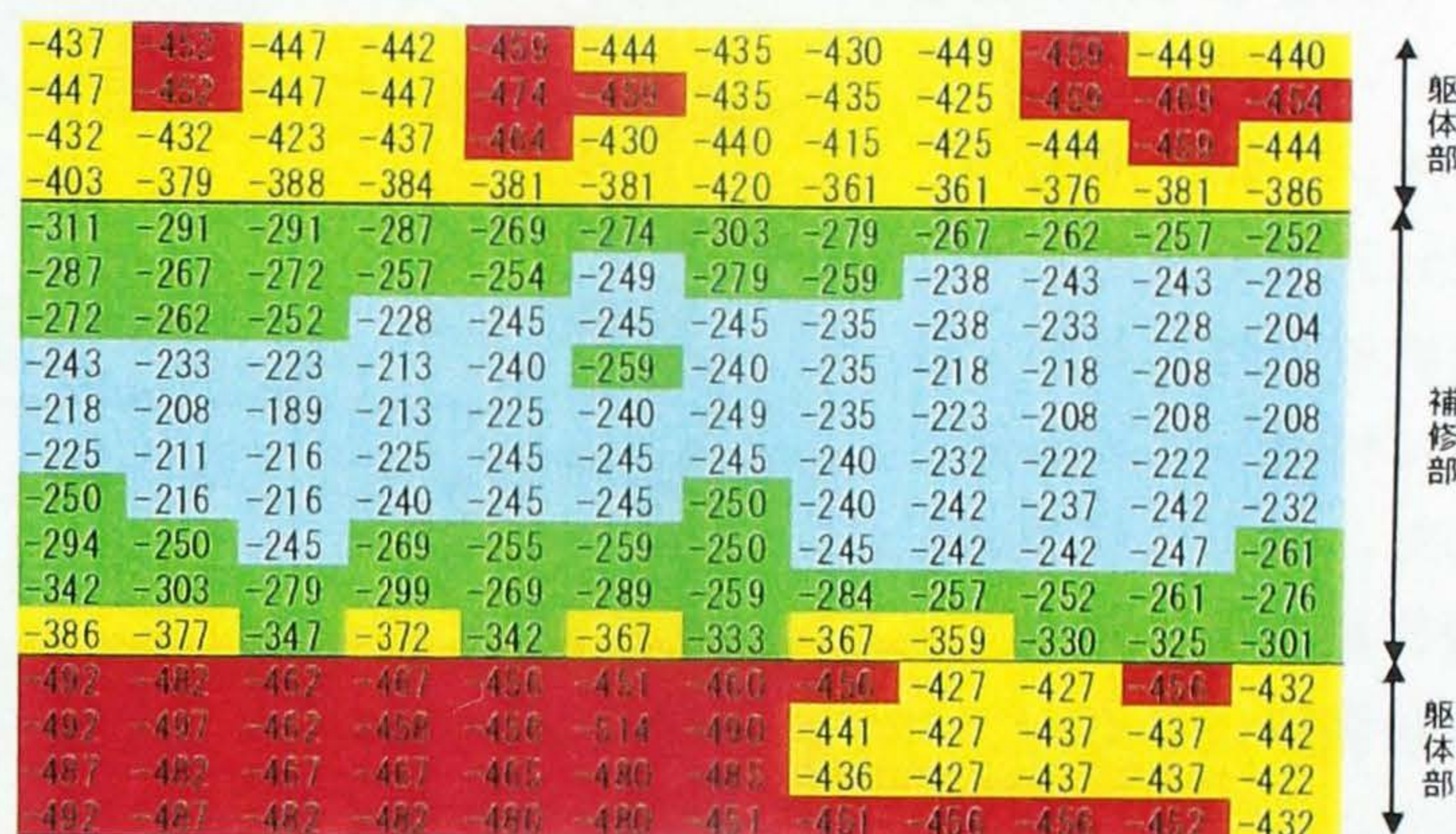


図 5-29 塩化物イオン吸着剤を用いる工法で補修した供試体の補正自然電位



図 5-30 はつり調査結果



亜硝酸リチウムを活用した防錆工法に比べれば、亜硝酸イオン量は極端に少ない。しかし、塩化物イオン濃度も発錆限界塩化物イオン量を超えていない。

図 5-32 には、かぶりははつり取った箇所において腐食して錆が付着していた鉄筋の塩化物イオン、鉄、酸素の二次元元素分布を示す。分析対象は、鉄筋に強固に付着している錆とした。錆中には極めてわずかの塩化物イオンしか検出されない。

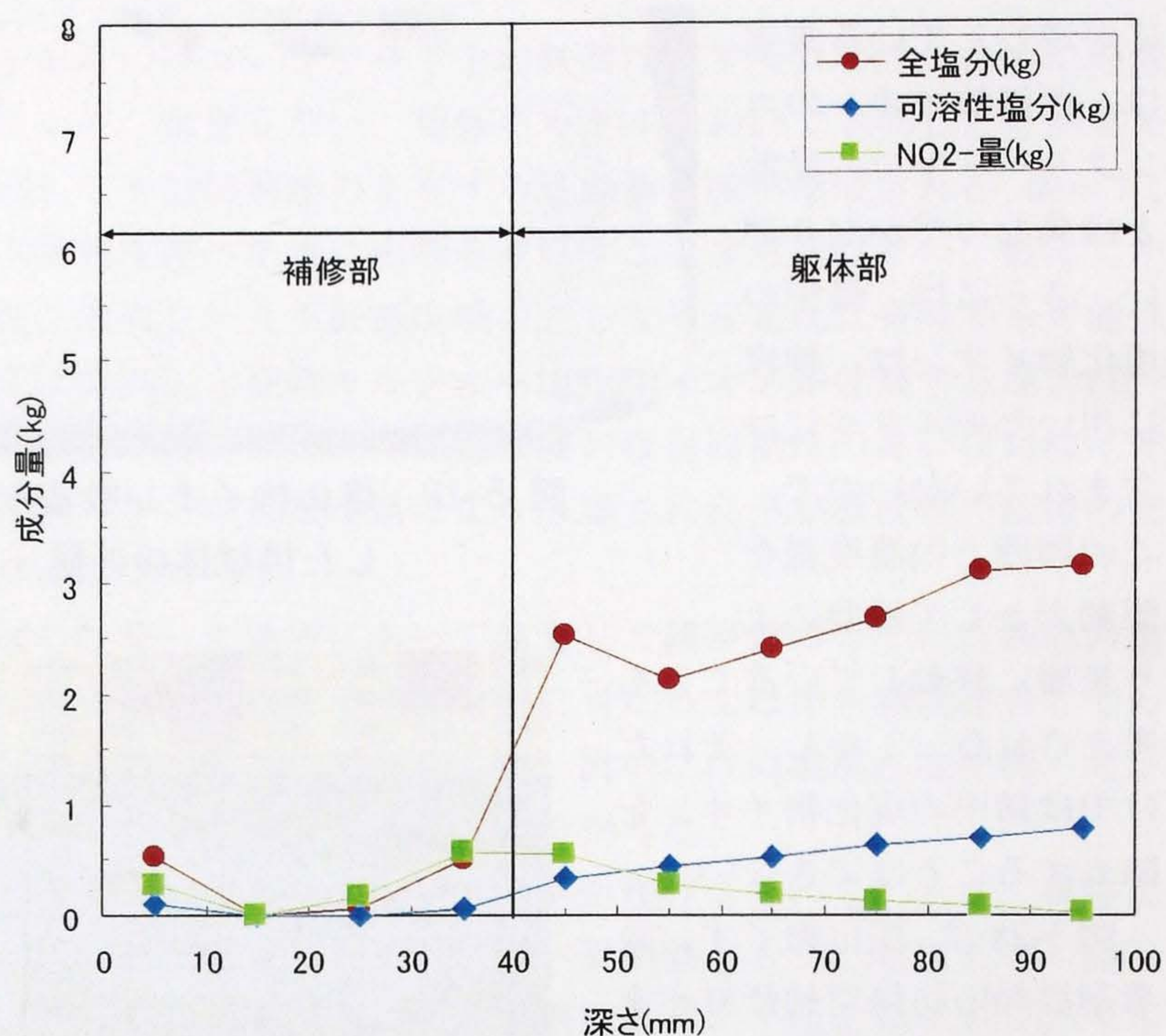
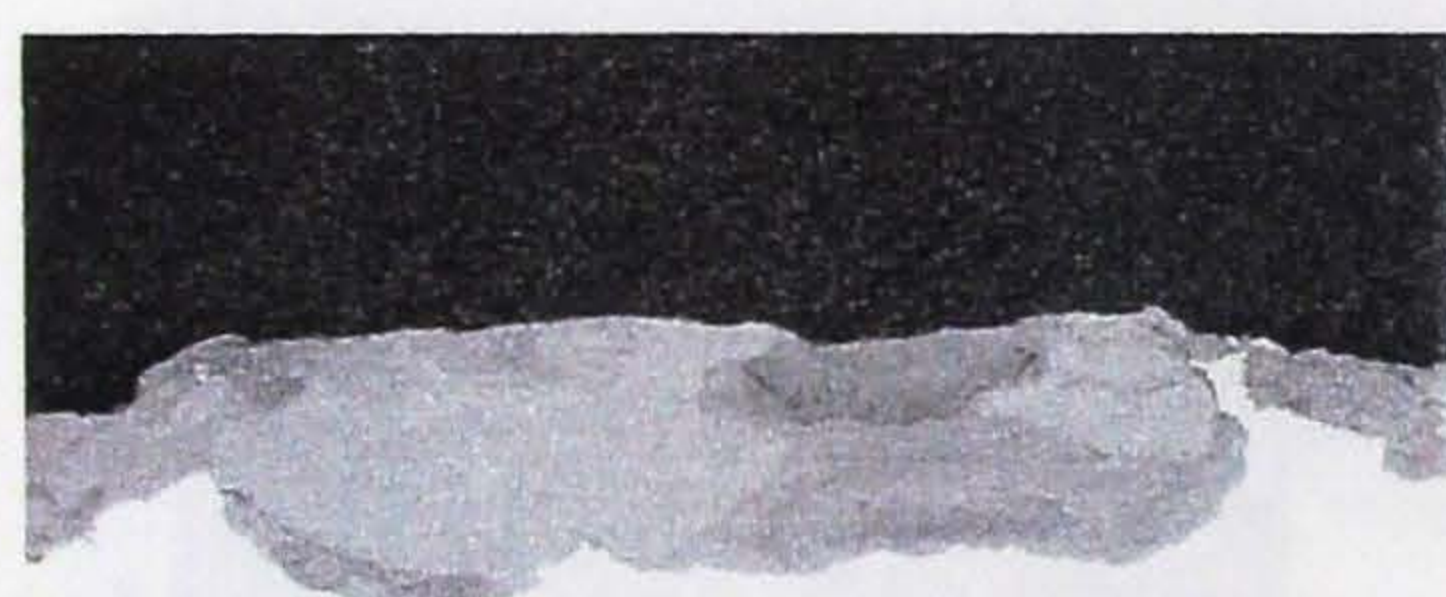


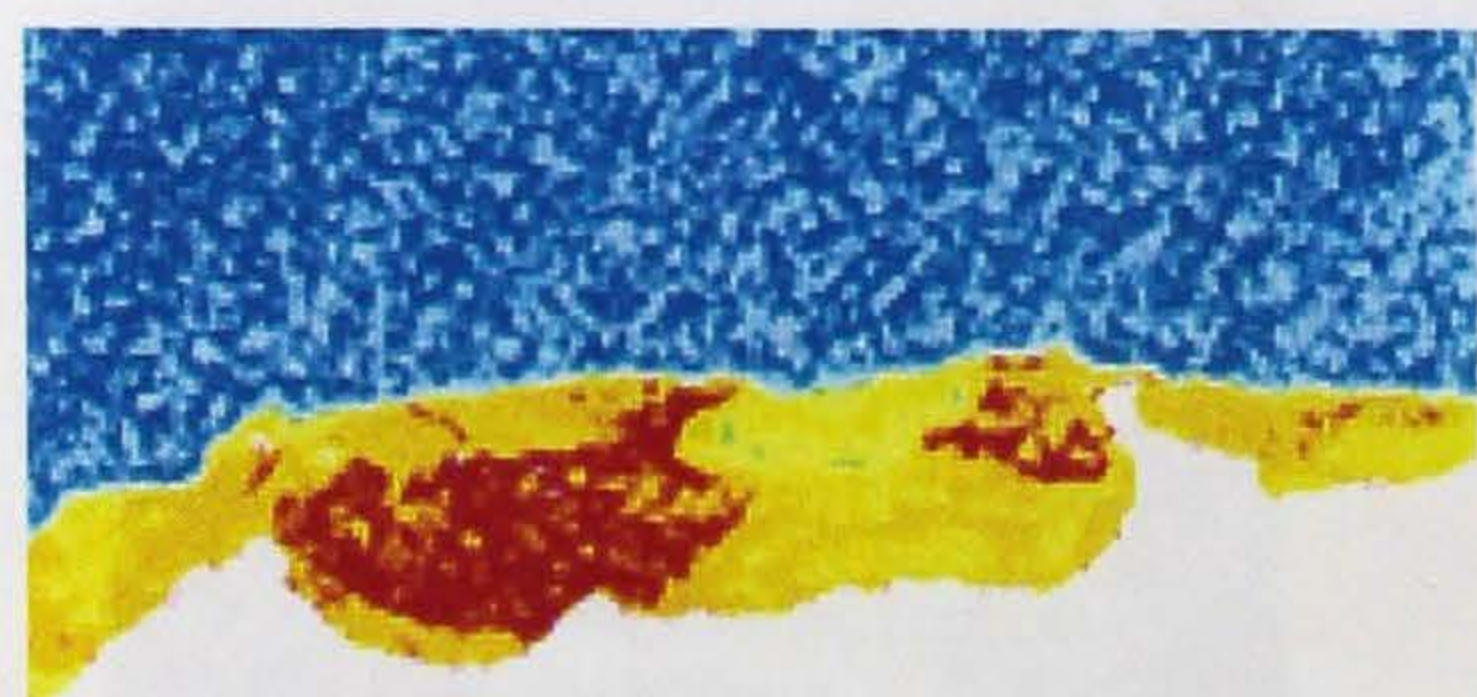
図 5-31 各成分の深さ方向分布



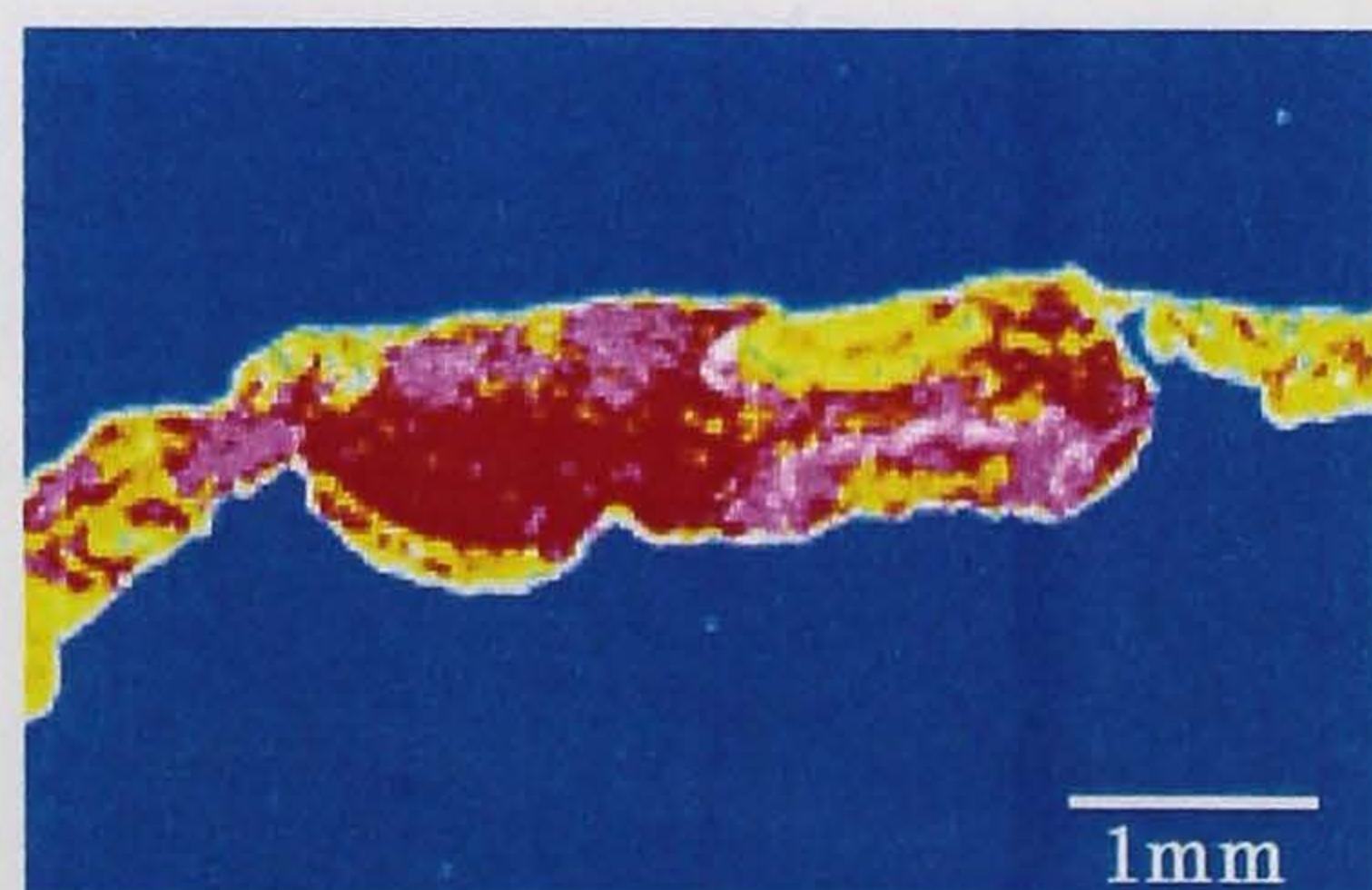
(a)走査電子顕微鏡像



(b)塩化物



(c)鉄



(d)酸素

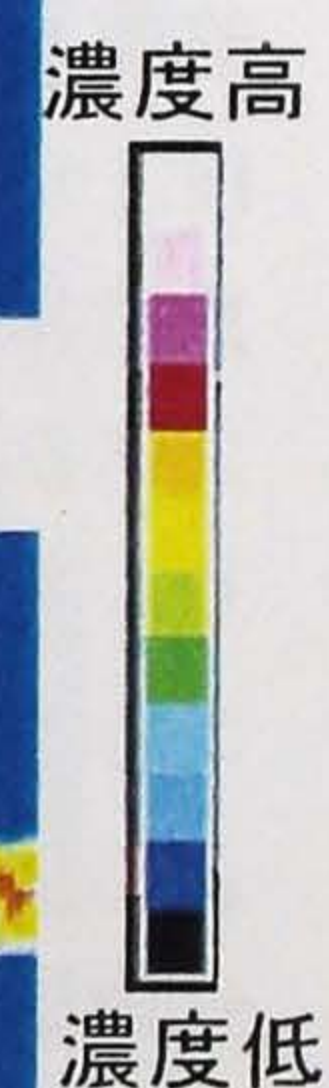


図 5-32 塩化物イオン吸着剤を用いる工法で補修した鉄筋断面の走査電子顕微鏡像と各元素の断面方向の 2 次元分布



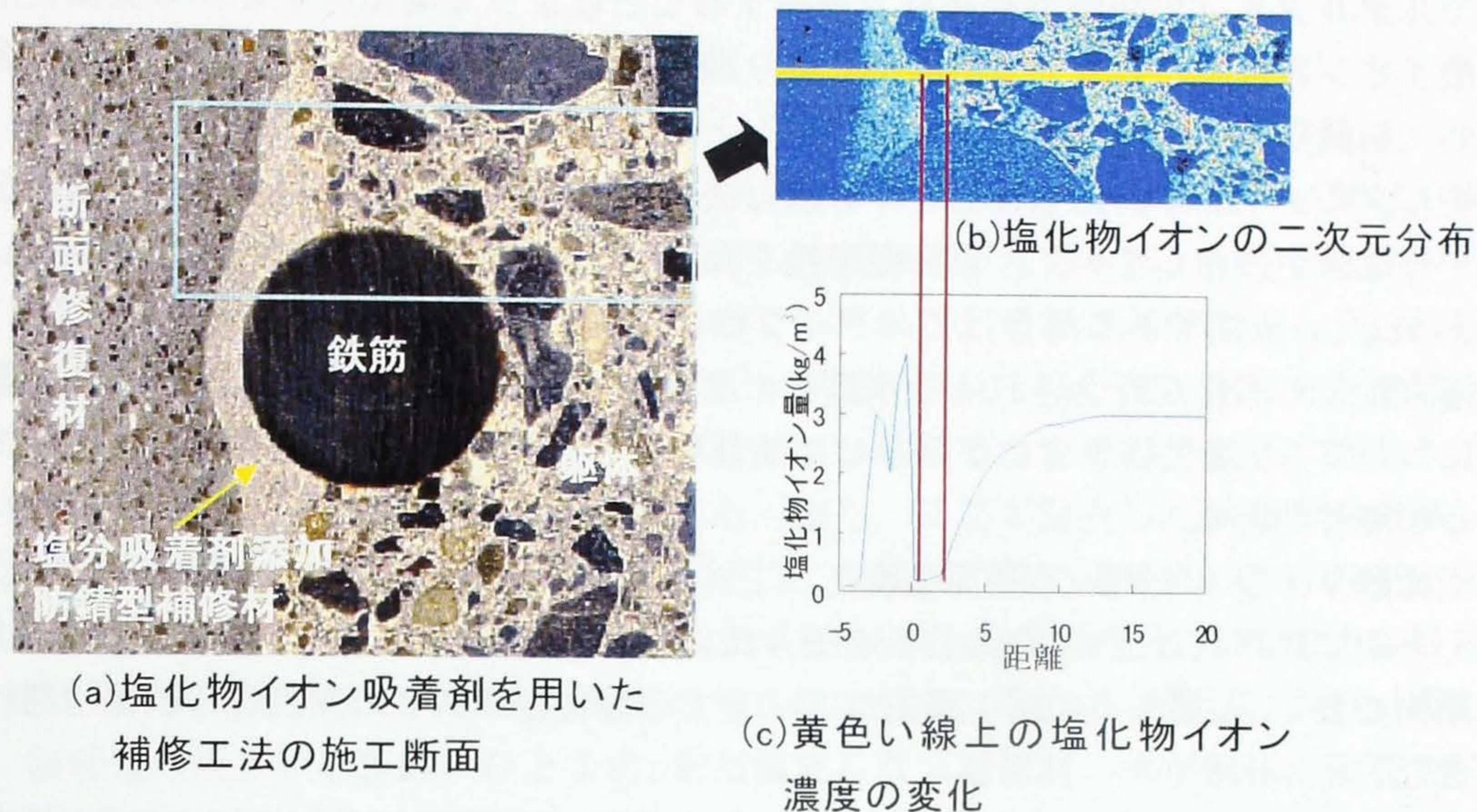


図 5-33 塩化物イオン吸着剤の吸着性

図 5-33 には、躯体の塩化物イオン量が  $3\text{kg/m}^3$  の構造物の補修結果を示す。鉄筋の周囲の一部に塩化物イオン吸着剤を添加した防錆型補修材が施工されている。この部分の塩化物の 2 次元分布は (b) のようであり防錆型補修材と躯体の間に狭いが塩化物イオンが全く検出されない、すなわち  $3\text{kg/m}^3$  の塩化物イオンが防錆型補修材にほぼ完全に吸着されたゾーンが存在することがわかる。塩化物イオン吸着剤は塩化物イオンを吸着することで、フリーデル氏塩と極めて類似な構造をとる。フリーデル氏塩はセメント中で安定な化合物であるので、塩化物イオンはセメント硬化体中にフリーな形で存在するよりも化合物として存在する方が化学的に安定であることと濃度差に起因して生ずる駆動力により、強固に付着している錆中の塩化物イオンが移動して、塩化物イオン量が減少したものと推定される。

#### 5.4 まとめ

塩害により劣化したコンクリート部材の補修用として開発された塩分吸着剤を添加した 2 種類の補修材の防錆効果を調べるために、鉄筋全表面の半分にペーストタイプの防錆型補修材を施工した小型供試体の暴露試験、あるいは床版を模擬した供試体の一部分をモルタルタイプの防錆型補修材で補修して供試体の 7 年間の高温多湿の海塩環境での暴露試験を実施した。また、塩害により劣化した鉄道コンクリート構造物について、鉄筋の腐食状況調査を実施するとともに、浮き錆を除去した後に残存する錆中の鉄筋地金と錆の界面近傍に高濃度に塩化物イオンが濃集する「塩化物ネスト」が存在するケースを、防錆材として亜硝酸リチウムを用いる断面修復工法と塩分吸着剤を用いる断面修復工法で補修し、その防錆効果を検証した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 塩化物イオン量が  $2\text{kg/m}^3$  以下である場合は、鉄筋全表面にペーストタイプの防錆型補修材を施工するのみで十分な防錆効果が期待できる。



- (2) モルタルタイプの防錆型補修材で補修することによって塩化物イオンの低減と亜硝酸イオンの付与という2つの効果により、補修モルタルと接していない配筋位置でも、防錆効果の指標である亜硝酸イオンと塩化物イオンのモル比は約1である。
- (3) モルタルタイプの防錆型補修材中の塩分吸着剤は7年間の塩分環境下での暴露後も十分な量が残存していて、塩分吸着能を保持しており、塩化物イオン量が $2\text{kg/m}^3$ 以上 $5\text{kg/m}^3$ 未満である場合はこのタイプのみの使用で十分な防錆効果が期待できる。
- (4) 塩害による劣化が懸念される実構造物の調査から、コンクリート中に埋設された鉄筋についても、塩化物イオンが関与して鉄筋腐食した場合は、塩化物ネストが生じている可能性がある。
- (5) 亜硝酸リチウムを用いる断面修復工法では、亜硝酸イオンの錆中への拡散はコンクリート中に比べれば遅く、防錆効果をモル比以上になるためには少なくとも3年以上の期間を要し、短期あるいは中期的なスパンでの塩化物ネストの腐食性の改善は期待できない。
- (6) 塩分吸着剤を用いる断面修復工法で補修した場合、鉄筋に強固に付着している錆中の鉄筋地金と錆の界面近傍に高濃度に濃集している塩化物イオンは濃度差と化学的により安定な化合物の生成に起因する駆動力を基にする拡散により錆外へ移動する。

#### 参考文献

- 1) 立松英信・佐々木孝彦・高田潤：塩害による鉄筋腐食の診断と抑制に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.11，No.2，pp. 11-20，2000.
- 2) A.M. Rosenberg, et al : The Inhibition of Chloride-Induced Corrosion in Reinforced Concrete by Calcium Nitrite, American Society for Testing and Materials, 1980.
- 3) 堀孝廣・山崎聡・梶田佳寛：防錆モルタルに関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.5，No.1，pp. 89-98，1994.
- 4) A.M.Rosenberg et al:A corrosion inhibitor formulated with calcium nitrite for use in reinforced concrete,ASTM,STP629,pp.89-99,1977
- 5) 友澤ほか：最新・コンクリート混和剤の技術と応用，シーエムシー，pp.119-134，2001.
- 6) 立松英信，高田潤：蛍光X線法によるアルカリ量・塩素量の推定，土木学会代45回年次学術講演会講演概要集第5部，pp.450-451，1990.



## 第6章 結論

高架橋等の鉄筋コンクリート構造物からのかぶりコンクリートの剥離・剥落は、構造物の基本性能のひとつである公衆安全性を著しく脅かす事象である。かぶりの落下という事象を予測することができれば、対策を講じやすいが、それは困難である。むしろ、ひび割れが生じた後に浮きが生じるメカニズムが想定され、ひび割れ発生を管理目標とするよりは、落下の前兆現象である「浮き」がいつ生じるかを管理目標とするほうが、効率的な維持管理手法が構築できると考える。また、鉄筋が腐食した構造物を補修した後、まもなく補修モルタルの剥離・剥落が生じ、短期間の間に再補修しなければならない例も少なくない。剥離・剥落の原因として、主には補修材の接着が不良である場合と用いた防錆法の不具合により腐食反応が抑制されていない場合の2通りの原因が考えられる。接着性を阻害する要因のひとつに、まだ固まらない補修材の水が躯体に吸収され、硬化に必要な水がなくなってしまう「ドライアウト」がある。そこで、本研究では、ひび割れ発生パターンの検証とひび割れおよび浮き発生腐食量の算定式の構築、自然電位から鉄筋腐食度を推定する方法の構築、腐食速度推定式を検討した。また、コンクリートの下地処理法や断面修復剤の施工方法が接着性状に及ぼす影響について検討した。さらに、塩害により劣化したコンクリート構造物の調査により、鉄筋に強固に付着した錆中に高濃度に塩化物イオンが濃集する塩化物ネストの存在を確認するとともに、この塩化物ネストが生成した構造物の塩分吸着剤を用いた補修効果を検討した。

以下に得られた結果をまとめる。

- (1)ひび割れ発生パターンの検証とひび割れおよび浮き発生腐食量の算定式の構築では、鉄筋腐食により劣化しているコンクリート構造物計46箇所につきひび割れ、剥離、浮き等の変状を調査し、明らかに鉄筋腐食によるひび割れであると認識可能なひび割れが生ずる以前に、剥離や浮きが生ずることがあること、かぶり厚さ： $C$ を鉄筋径： $\phi$ で除した $C/\phi$ が1.3以下の場合には剥離、それ以上では浮きが生じていることが判った。さらに塩分が外部からの塩化物イオンの拡散浸透によりコンクリートに導入されて鉄筋が腐食した大型供試体を用いてひび割れ発生時あるいは浮き・剥離発生時の腐食量を実験により検証した結果、鉄筋腐食によるひび割れは腐食量が $10\text{mg}/\text{cm}^2$ では生じず、単位腐食面積あたりの腐食量としてひび割れ発生腐食量を整理すると $170\text{mg}/\text{cm}^2$ （単位鉄筋表面積あたり $75.2\text{mg}/\text{cm}^2$ ）となることが判った。また、ひび割れ発生後の腐食速度は発生前の約3倍に増大することが判った。さらに、剥離が発生する腐食量と浮きが発生する腐食量の算定式を提案した。
- (2)自然電位から鉄筋腐食度を推定する方法の構築と腐食速度推定式の検討では、鉄筋を破断しないで、腐食減量を直接測定する方法としてレプリカを用いる方法は有効であることを確認した。また、かぶり部分で生ずる電位変動分を、含水率および中性化深さで補正する経験式を見出すとともに、補正式を基に鉄筋腐食の有無のみならずその



程度を評価する自然電位補正法を提示し、実構造物に適用して、妥当性を確認するとともに、他の方法で求めた腐食減量のクロスチェック等に簡便に用いることができる簡易法を提案した。塩化物イオン量、含水率と中性化残りから鉄筋の腐食速度に関連するパラメータである分極抵抗： $R$ を推定する式を提案した。

(3)補修材の接着特性に関しては、手工具のみによるはつりでは、はつり面に微細なひび割れが生じて接着強度が低下することから、少なくとも仕上げ段階でウォータージェット等高圧水を用いて微細ひび割れを除去することが望ましいことが判った。また、ドライアウトによる接着強度低下を防止するためには、従来の水散布に変えて20%程度の樹脂を含有する乳剤を散布することと、保水率が0.5以上の補修材を用いることが有効であることが判った。断面修復材の密着性向上と密実性向上には、吹付け可能な範囲で高い吹付け圧かつ大風量で叩きつけるような吹付け施工が望ましく、施工品質の管理値としては単位容積質量が適用できることが判った。

(4)塩害により劣化したコンクリート部材の補修用として開発された塩分吸着剤を活用した2種類の防錆型補修材の防錆能を調べた結果、塩化物イオン量が $2\text{kg/m}^3$ 以下である場合は、鉄筋全表面にペーストタイプの防錆型補修材のみを施工、塩化物イオン量が $2\text{kg/m}^3$ 以上 $5\text{kg/m}^3$ 未満である場合はモルタルタイプの防錆型補修材中の塩分吸着剤は未だ十分な量が長時間残存していて、塩分吸着能を保持しており、このタイプのみの使用で十分な防錆効果が期待できることが判った。また、塩害による劣化が懸念されるコンクリート構造物では、浮き錆を除去した後に残存する錆中の鉄筋地金と錆の界面近傍に高濃度に塩化物イオンが濃集する「塩化物ネスト」が存在するケースがあることが判った。この場合の補修には、亜硝酸リチウムを活用した工法では短期あるいは中期的なスパンでの塩化物ネストの腐食性の改善は期待できないことが判った。鉄筋に強固に付着している錆中の鉄筋地金と錆の界面近傍に高濃度に濃集している塩化物イオンに対しては、塩化物イオン吸着剤を活用した防錆型補修材を施工した場合、濃度差と化学的により安定な化合物の生成に起因する駆動力の発現により、塩化物濃度を低減させることができることが判った。



## 本論文に関する著者の発表論文

本論文に関する既発表論文を以下に示す.

1. 佐々木孝彦, 飯島亨, 立松英信: 自然電位による鉄筋腐食判定に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp. 801-806, 1996.
2. 高田潤, 佐々木孝彦, 飯島亨, 立松英信, 松田芳範: 塩化物イオン吸着剤を活用した塩害抑制工法とその効果, コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.87 - 92, 1998.
3. 立松英信, 佐々木孝彦, 高田潤: 塩害による鉄筋腐食の診断と抑制に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.2, pp.11 - 20, 2000.
4. H. TATEMATSU and T. SASAKI: Studies on Diagnosis and Repair for Reinforcing Bar Corrosion by Salt Injury, Transactions of The Japan Concrete Institute, Vol.22, pp.211 - 220, 2000.
5. 佐々木孝彦, 飯島亨, 立松英信, 大城武: 塩分吸着剤を用いて補修した供試体の鉄筋腐食性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.1, pp.379 - 384, 2001.
6. 榊原弘幸, 安藤重裕, 宮脇賢司, 佐々木孝彦, 上田洋, 藤原申次: ポリマーセメントモルタルの接着強度に及ぼすコンクリート下地処理法の影響, 材料, Vol.52, No.9, pp.1082 - 1088, 2003.
7. 横田優, 佐々木孝彦, 飯島亨, 松島学: 塩害により鉄筋が腐食したコンクリートの劣化予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.1, pp.1041 - 1046, 2004.
8. 飯島亨, 佐々木孝彦, 横田優, 松島学: 塩害と中性化の複合劣化を受けるコンクリート中にある鉄筋の腐食に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強アップグレード論文報告集, 日本材料学会, Vol.4, pp.11 - 16, 2004.
9. 佐々木孝彦, 飯島亨, 工藤輝大, 山田優: 塩害により劣化した RC 部材の補修-塩化物ネストが生成した鉄筋について-, 建設用原材料, Vol.14, No.1, 2005.



## 謝 辞

論文を結ぶにあたり、本研究の遂行に関して多くの方々のご指導、ご支援をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

まず、大阪市立大学大学院工学研究科 山田優教授には、本研究に着手して以来、折に触れ貴重なご教示をいただき、さらには本研究および論文全般にわたって終始懇切丁寧なご指導を賜りました。衷心より感謝の意を表します。また、大阪市立大学大学院工学研究科 谷池義人教授、小槻勉教授には、本論文の取りまとめに際し、有益なご助言を賜りました。両先生に厚く御礼申し上げます。

直属の上司でもあった鉄道総合技術研究所 立松英信企画室長（当時）には、大阪市立大学大学院後期博士課程に社会人学生として入学する機会を与えていただくとともに、筆者が日本国有鉄道新幹線総局東京第一運転所勤務から鉄道総合技術研究所の前身である鉄道技術研究所化学研究室勤務となり、コンクリートの早期劣化全般について勉強し研究していくにあたって、レールを敷き、さらに長きにわたって数々のご指導・ご配慮を賜りました。ここに深甚の謝意を表します。また、鉄道総合技術研究所材料技術研究部コンクリート材料担当の飯島亨氏をはじめ、上原元樹博士、上田洋氏、鶴田孝司氏、工藤輝大氏、西尾莊平氏およびジェイアール総研エンジニアリング荒畑利一氏には、日常の業務も含め本研究の遂行に多大のご支援とご協力をいただきました。ここに厚く感謝致します。

最後に、大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻、貫上佳則助教授、西元央助手、麓隆行助手ならびに工学部環境都市工学科都市リサイクル分野の皆様には、論文の取りまとめにあたり、ご協力いただきました。記して謝意を表します。